

# Die Regulirung des Gailflusses in dem Abschnitte „Nötsch-Schütt“.

Von Paul Grueber. (Mit Zeichnungen auf Taf. I und II.)

Zur Orientirung über die generellen Verhältnisse, auf die bereits über diesen Gegenstand erschienenen Mittheilungen\*) verweisend, ist über die zu besprechende Regulirungsstrecke hervorzuheben, dass dieselbe durch ihre örtliche Lage ein ganz besonderes Interesse erlangt. Nötsch liegt nämlich am Beginne, Schütt am Ausgange jenes Abschnittes, durch welchen das Thal gewaltsam in das obere Gailthal und in jenes des Villacher Beckens getrennt wurde. Das Trennungsglied selbst wird durch das Bergsturzmaterial gebildet, welches von dem am linken Ufer des Gailflusses liegenden Dobrač (2167 m) herrührt. Gewöhnlich wird das diesbezügliche letzte grosse Ereignis vom Jahre 1348 citirt, wenn von der Bildung des grossen Staurückens die Rede ist. Es kann auch nicht in Zweifel gezogen werden, dass diese Katastrophe von dem hervorragendsten Einflusse auf die Trennung des Thales in die bereits erwähnten Abschnitte war, allein anderseits darf auch nicht übersehen werden, dass derartige Abstürze, wenn auch nicht so grossartig wie im Jahre 1348, doch öfter schon platzgegriffen haben müssen. Da die letzte Ursache zu diesen Ereignissen, die in den Bergen von der Natur durch Klüftungen bereits vorbereitet sind, in seismischen Erscheinungen zu suchen ist, so wäre hinsichtlich der in Kärnten vorgekommenen Erdbeben vorerst Nachschau zu halten.

Aus den äusserst unbestimmten Angaben von Pilgram entnehmen wir, dass in den Jahren: 328, 365, 370, 438 und 1116 Erdbeben stattfanden, die die ganze Erde, somit auch Kärnten berührt haben müssen. Das Jahr 328 wird hier insoferne interessant, als dasselbe auch im Memorabilienbuche von Grafendorf als dasjenige bezeichnet wird, in welchem der Reiskofel abstürzte. Der Sprung zwischen den Jahren 438 und 1116 wird durch eine Angabe Megiser's ausgefüllt, wonach im Jahre 792 ein grosses Erdbeben in Kärnten stattgefunden haben soll. Starke Erdbeben, die Kärnten berührt haben sollen, werden dann noch für die Jahre 1201 und 1267 angegeben.

Es ist nicht zu bezweifeln, dass bei allen diesen, das Gebiet der Villacher Alpe berührenden Beben Abstürze von verschiedener Intensität am Dobrač stattfanden, denn auch schon ohne jede seismische Wirkung kann man beobachten, wie sich von Jahr zu Jahr an der grossen alten Sturzfläche am Südabhange Partien lösen, deren Bruchstellen sich dann durch rothe Flecken an der grauen Felswand kennzeichnen. Bei der starken Zerklüftung, welche der das Massiv des Dobrač bildende Hallstätter Kalk von dolomitischem Charakter aufweist, ist auch noch die meist senkrechte Lage der Schichtung dazu Anlass gebend, dass sich grössere Theile durch Nässe und Frost ablösen, als dies beim gewöhnlichen Verwitterungsprozesse der Fall wäre.

Solche durch Eisbildungen erweiterte Klüfte sind aber zur Genüge vorbereitet und es kann daher die Annahme, dass bei erfolgenden Erschütterungen das Gleichgewicht dieser hängenden Massen gestört und ein Absturz veranlasst wird, an Wahrscheinlichkeit nur gewinnen. — Diese Verhältnisse uns vor Augen haltend, kommen wir nun zu dem grossen Ereignisse, welches an vielen Stellen der verschiedensten Klosteraufzeichnungen, Chroniken u. a. Quellen (circa 20—25) mit auffallender Gleichheit, als „Villacher Erdbeben“ vom Jahre 1348 beschrieben wird. — Es heisst in denselben im Wesentlichen, dass am Tage Pauli Bekehrung (25. Jänner) ungefähr zur Vesperzeit (4 Uhr Nachm.) ein Erdbeben auftrat, durch welches ganz Villach zugrunde ging, so dass sich nur wenige Menschen retteten. Der Dobrač stürzte an dem südlichen Gehänge ab, begrub 17 Dörfer, 3 Schlösser und 9 Kirchen, der Gailfluss wurde durch Tage gestaut und richtete beim Durchbruche Ueberschwemmung und grosse Verwüstung an, u. s. w. Die zu Grunde gegangenen Orte werden in der Arnoldsteiner Chronik auch genannt, und zwar: 1. St. Johannis sammt Kirche und Schloss Lienburg oder Leonburg. 2. Forst oder Dozforst. 3. Roggau oder Rogga, wobei die Magdalenenkirche mit drei Menschen und einer Schafheerde unbeschädigt blieb. 4. Ober-Meussach. 5. Unter-Meussach. 6. Meussach. 7. Prugg. 8. Soriach. 9. Weinzirkhl. 10. Nohl oder Zohl. 11. Campnitz. 12. Am Moos. 13. Zettnitz. 14. Tetrich. 15. Saztra. 16. Dellach und 17. Pogariah mit Kirche und Schloss. — Wenn man bedenkt, dass die ganze Länge des Sturzes 11 km betragen haben dürfte, so ist es sehr unwahrscheinlich 17 Dörfer auf dieser Strecke zu suchen und könnte vielleicht der Ausdruck „rurium“, welcher im Texte von Rubeis Appendix (in civile) vorkommt, mit Landsitz oder Gehöfte gegeben werden, wodurch die obige Angabe an Glaubwürdigkeit gewinnt, denn die genannte Anzahl von Weilern kann in diesem Abschnitte wohl bestanden haben. Marian erzählt in seiner „Geschichte der österr. Klerisey“ 1782, dass zur Zeit der Katastrophe der Abt Floriamundus von Arnoldstein an dem Fenster gestanden habe; die Sonne schien hell und verfinsterte sich dann, als die Villacher Alpe zerborst. Das Kloster erhielt starke Beschädigungen, die Glocken läuteten von selbst und der Staub lag zwei Spannen hoch im Kloster. Die Dauer des Bebens wird zu meist mit 40 Tagen angegeben. — Durch den Rückstau des Gailflusses sollen 10 Dörfer unter Wasser gesetzt worden sein; die Angaben jedoch, dass die Kirche von Emmersdorf im Wasser gestanden habe, sowie dass Dreulach den Namen aus „drei-loch“ erhielt, weil dort die Gail in drei Oeffnungen durchgebrochen sei, wird trotz des Umstandes, dass die Sedimentirung des Bodens des windischen Gailthales dieser Katastrophe zuzuschreiben sein dürfte, doch in das Gebiet der Sage zu verweisen sein.

\*) Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-V. 1883, Heft I u. 1886, Heft III.

Wenn man heute die Grenzen des Absturzes und der Verschüttung zu bestimmen versucht, so kommt man ungefähr zu jenem Resultate, welches in der Karte Fig. 1, Taf. I mit den Bezeichnungen Absturz und Verschüttung dargestellt ist. Die nördliche Grenze des Absturzes lässt sich hierbei am sichersten angeben, unbestimmter ist die Trennungslinie zwischen Absturz und Verschüttung und so ziemlich zur Annahme wird die Angabe der Ausdehnung des Verschüttungsgebietes, da bei diesem in den südlichsten Theilen auch eine Trennung zwischen Bergsturmateriale und Eraticum zu machen sein wird. — Die Mächtigkeit der Ablagerung geht annäherungsweise aus dem Längenprofile (Fig. 2), in welchem die Störung, die der Absturz hervorbrachte, grell hervortritt, hervor. Wenn man sich nämlich in diesem Profile jene Kurve, die der konstanten Thalentwicklung ohne gewaltsame Unterbrechung zukäme, eingezeichnet denkt, so gelangt man zu dem Schlusse, dass die Höhe des Staurückens heute noch, nach einer Zeit von mehr als einem halben Jahrtausend, ungefähr 30 m beträgt.

Ohne sich in eine approximative Berechnung der Massen einzulassen, die bei dem Sturze in Bewegung gewesen sein mögen, werden wohl die schon angeführten Angaben von der Ausdehnung des Absturzes und der Verschüttung einen Begriff über die Grossartigkeit dieses Ereignisses geben können, und wird auch die etwas ausführlichere Erwähnung desselben damit begründet erscheinen, wenn wir erfahren, dass dieser Bergsturz zu den grössten, die je auf der Erde beobachtet wurden, zählt.

Die zu besprechende Regulierungsstrecke liegt bei einer Länge von 3 km in dem obersten Theile des Verschüttungsgebietes. — Um vor der Abbauung der grossen Serpentin im windischen Gailthale einen besseren Abzug der Wässer aus dem Saaker Moosgebiete zu schaffen, wurde die Regulirung des Abschnittes Nötsch-Schütt im Jahre 1883 begonnen. Als Anfangspunkt hiefür ist die Stelle unter der Mündung der sich gegenüberliegenden Wildbäche von Nötsch und Feistritz (Fig. 3, Taf. II) gewählt worden. Diese Wahl wurde aus der Ursache getroffen, um am Einlaufe wenigstens vor grösserem Geschiebegang gesichert zu sein, da die beiden genannten Wildbachgräben, zwar je mit einer Thalsperre versehen sind, aber noch einer systematischen Abbauung harren. Von dieser Stelle abwärts bewegt sich der Fluss in zwei grossen Serpentin, die sich dem südlichen Bergfusse nähern, und erreicht nach diesem Laufe bei km 56.5 (Nullpunktbeginn der Regulirung bei Wetzmann) die eigentliche „Schütt“, d. i. das Territorium, welches heute noch diesen Namen führt, und sich immer noch als eine eigenartige Landschaft, die das Gepräge des mächtigen Bergsturzes an sich trägt, präsentirt. Hier beginnen auch die Katarakte, durch welche sich der Fluss auf eine Länge von 10.5 km. seit der Katastrophe mühsam durcharbeitet, ohne bisher sehr viel von dem Felstrümmerchaos fortgeschafft zu haben, obschon diesen Abschnitt von der Mündung des Gaillitzflusses an die äusserst harten, aus dem Raibler Thale stammenden Porphirgeschiebe passiren, welche darnach angethan wären, eine rasche Abnützung des weichen Kalksteines herbeizuführen. Um in den Charakter der Schüttgegend wenigstens

einigen Einblick zu ermöglichen, wurde in untenstehender Figur eine Skizze des Sturzprofiles gegeben und die planliche Darstellung (Taf. II, Fig. 3) auf einen kurzen Abschnitt in dieses Terrain ausgedehnt, überdies durch eine reichliche Angabe von Höhen und Wasserspiegelkoten die Orientirung erleichtert. Aus diesem Plane ist ferner auch zu entnehmen, wie weit sich auch der vorbestandene Flusslauf auf seinem Grunde auf Felspartien des Absturzes bewegt und wie derselbe gezwungen war, den Blöcken, die jetzt noch das Terrain überragen, auszuweichen. Der alte Flusslauf hatte in dem der Regulirung zu unterziehenden Theile eine Länge von

4.7 km mit einem absolutem Falle von 3.10 m, wonach sich für diese Strecke ein relatives Gefälle von 1:1516 ergibt. Es handelte sich nun, dieses relative Gefälle unter der Bedingung zu einem Maximum zu gestalten, dass die neue Trace ein Minimum an Kosten für Felssprengung aufweise. Zu diesem Zwecke wurde auf Grundlage eines ausgedehnten Sondennetzes ein Schichtenplan über die unter der Bodenoberfläche verborgene Lage der Felsmassen verfasst, und konnten bei der eigenthümlichen Vertheilung dieses Materiales vier, unter Berücksichtigung des Kostenaufwandes ziemlich gleichwerthige Tracen er-



mittelt werden. Der Felssprengung auszuweichen, war nicht nur aus ökonomischen Gründen geboten, sondern ganz besonders aus dem Umstande, weil eine weitere Entwicklung des Flusses und Eintiefung desselben im felsigen Bette nicht mehr zu erwarten stünde, und dadurch gegebenen Falles kostspielige und schwierige Nacharbeiten zu gewärtigen wären. — Von den vier erwähnten Tracevarianten wurde die im Plane (Fig. 3) dargestellte angenommen und damit auch einem Wunsche der Anrainer, die neue Lage des Flusses, so weit als thunlich mit dem sogenannten Blaukanal in Verbindung zu bringen, entsprochen. Der korrigirte Flusslauf hat eine Länge von 3 km, wodurch sich bei dem schon an-

geführten absoluten Falle ein relatives Gefälle von 1:968 ergibt und sich der Gefällsgewinn von 1:1516 auf 1:968 stellt. Die durch diese Gefällszunahme bedingte Geschwindigkeitserhöhung wird bei einem Mittelwasserstande die Konsumtionskraft um  $10\text{ m}^3$  pro Sekunde vergrössern. Diese raschere Wasserabfuhr wird indes, namentlich bei höheren Wasserständen seine Wirkung erst geltend machen können, wenn in der Schütt eine Räumung des Flussbettes wenigstens von den grössten Hemmnissen bewirkt sein wird. Nach der erfolgten endgiltigen Wahl der Trace wurde das Sondirungsnetz in der Ausdehnung der neuen Flussbreite d. i. auf  $40\text{ m}$  in ganz kleinen Abständen  $1\text{ m}$  bis  $0.5\text{ m}$  ergänzt, um die Detailpläne für die Bauübergabe liefern zu können.

Die Deponirung des Aushubmaterials war zu beiden Seiten, anschliessend an die neuen Uferlinien in Aussicht genommen und wurde deshalb eine Grundeinlösung, getheilt in eine solche für immer und eine solche für Nutzentgang für drei Jahre nöthig, da die Ablagerungen nach dieser Zeit unter Zuthun der betreffenden Besitzer wieder der Kultivirung rückgeführt wurden. Die Form des Flussbettes mit den beiderseitigen Ablagerungen ist in der Fig. 5 Taf. I veranschaulicht, während die Fig. 6 einen Schnitt an einer Stelle versinnlicht, wo Felspartien in der ganzen Flussbettbreite vorkommen. Es wurde nämlich in solchen Fällen der Vollaushub auf die Lockgrabentiefe in der Ausdehnung der bezüglichen Felsmassen bewirkt. Der Umfang dieser Arbeit ist aus dem Plane (Fig. 3) und aus dem Längenprofile (Fig. 4) zu entnehmen und zwar ist in dem ersteren das Vorkommen des Felsen durch Punktirung, in dem letzteren durch Schraffirung erkenntlich gemacht. In den Terraintheilen, wo kein Fels vorkam, wurde der Aushub nur auf Kunettenbreite beschränkt und sind dann die bei den Felssprengungen vorkommenden Ueberbreiten auch auf diese Normallinie wieder mit Erdreich verfüllt worden, da man sich der Ansicht hingab, dass die unverfüllten Ueberbreiten der Kunette zu einer unregelmässigen Entwicklung des Durchstiches führen würden. Nach der Eröffnung des Durchstiches hat es sich jedoch ergeben, dass das Wasser zuerst das Erdreich aus den verfüllten Ueberbreiten auspülte und ohne Hervorrufung von Unregelmässigkeiten an der konstanten Ausbildung des Durchstiches arbeitend, seinen Abfluss nahm, da sich die Ueberbreiten einfach mit todtm Wasser füllten und sonst in keiner Weise in Aktion traten.

Bei den Aushebungen des Durchstiches III der Schütterstrecke, konnte man mit Recht auf irgend welche Funde hoffen, die mit der Katastrophe vom Jahre 1348 im Zusammenhange stehen, da im Jahre 1802 Josef Lukan  $\frac{5}{4}$  Stunden von Arnoldstein entfernt graben liess und dabei auf ein gemaltes Gewölbe kam, 33 Menschengrippe und einen Messingring fand. Leider zeigte sich das Durchstichterrain in dieser Hinsicht ganz unergiebig, denn ausser einer ziemlichen Menge Hufeisen (rund  $50\text{ kg}$ ) wurde nichts gefunden. Diese Eisen lagen ungefähr  $1\text{ m}$  unter dem natürlichen Terrain, sind breitrandig, ohne Griff, mit niederen Stollen und wurden anfänglich als türkische Eisen bezeichnet, können aber auch von heimischen Weidepferden her-

rühren, die dieselben beim Stampfen im Sumpfe verloren haben.)\*

Das Durchstichterrain selbst war durchgehends von den allerverschiedensten Aushubkategorien gebildet, indem häufig feiner Letten mit Fels wechselte. Der Fels, welcher stets nur den Charakter der Trümmeranhäufung zeigte, war theilweise ganz fest, theilweise in seinem Gefüge durch die Erschütterung beim Falle derart gelockert, dass die Anwendung von Sprengmitteln ausgeschlossen war, und die Gewinnung sich auf die Anwendung von Krampen und Schaufel beschränkte. Der Letten war in seiner Schichtung theils lose, theils dicht mit thonigen Sedimenten verbunden und gab in dieser letzten Zusammensetzung beim Zutritt von Wasser ein zähes Gemenge ab, welches sich schwer von der Schaufel löste und so die Arbeit erschwerte. Es waren Lettenschichten von allen Farben-Nuancen zu finden, im rothen und blauen Tone von den lichten bis zu den nahezu schwarzen Schichten wechselnd. In den dunkeln Sedimenten fanden sich zuweilen Hölzer, von Bäumen und Strauchwerk herrührend, vor, welche sich bereits in einem Verkohlungsprozesse befanden. Der Arbeit des Wassers zur Ausbildung des Durchstiches obliegt nur mehr der Transport dieser Lettenschichten und wird hier theilweise nachzuhelfen sein, da die zähen Partien in ihrem Zusammenhange einer künstlichen Lockerung bedürfen werden. Die oberste Rasendecke, die auch oft sehr störend auf die Entwicklung der Durchstiche einwirkt, wurde im ganzen Umfange entfernt und ein grosser Theil derselben bei der Deckung der Böschungen mit Rasenziegel einer passenden Verwendung zugeführt. Der dritte,  $1.588\text{ km}$  lange Durchstich wurde erst im Februar 1886 eröffnet, es kann daher von einer Ausbildung desselben wohl noch nicht die Rede sein, besonders da seit dieser Zeit keine grösseren Hochwässer eintraten, die in dieser Hinsicht günstigen Einfluss nehmen. Die Erweiterung schreitet indess stetig vor und war das neue Bett im März 1888 bereits in der Lage, die Wassermenge bei einem Stande von  $+0.6\text{ m}$  Nötsch P. abzuführen.

Der erste Durchstich,  $\text{km } 53.727$  bis  $\text{km } 54.292$ , bewegt sich durchaus in gleichförmig geschichtetem Letten. Der Terrainabschnitt dieses Durchstiches kann als die höchste Stufe der, der Schütt-Stauschwelle zunächst liegenden Verlandung angesehen werden. In den grösseren Tiefen werden auch hier ohne Zweifel Felstrümmer zu finden sein, doch treten dieselben über das Niveau der Kunettensohle nicht hervor. — Dieser Durchstich wurde schon im März 1885 beendet und am 15. April 1885 eröffnet, entwickelte sich sehr rasch und ist namentlich seine Eintiefung eine sehr bedeutende, die aber nicht succesive, sondern sprungweise fortschritt.

Die Hauptmomente dieses Entwicklungsganges sind in dem Längenprofile (Fig. 4 Taf. II) mit Angabe des Zeitpunktes eingetragen und ist zu bemerken, dass an den bezeichneten Stellen stets eine Pause im Fortschritte stattfand und hiebei beobachtet wurde, dass das Wasser über eine

\*) Es ist übrigens nicht ausgeschlossen, dass diese Hufeisen von türkischen Pferden stammen, da diese Horden zum letzten Male im Jahre 1492 Arnoldstein belagerten und verbrannten, also wohl gewiss auch in der Nähe ihre Pferde weiden liessen.

ungefähr 0·80 m bis 1·0 m tiefe Stufe in das darunter befindliche, bereits auf dieses Niveau ausgebildete Flussbett abfiel. Die Ursache zu diesem eigenthümlichen Fortschritte der Entwicklung war in dem Umstande zu suchen, dass eine auf die ganze Durchstichslänge sich erstreckende thonhaltige Lettenschichte (wie solche im dritten Durchstiche auftraten) das Hindernis für eine successive Ausbildung bot. Diese dünne Schichte bildete wechselnd mit ihrer Mächtigkeit und dem jeweiligen Wasserstande das Hemmnis der Sohleneintiefung und zwar in der bereits erwähnten und im bezogenen Plane versinnlichten Art und Weise. Dieser Durchstich, der nur mehr der Erweiterung bedarf, ist bereits in der Lage, das volle Mittelwasser (+ 1·0 m) zu fassen und ist auch der hiezu gehörige Altwasserarm am Ein- und Auslaufe desselben stark verlandet. In dem alten Flussarme kam ausserdem noch eine Steintraverse zur Unterstützung der Verlandung in Ausführung, die dann in ihrer Kronenbreite so mächtig gehalten wurde, dass sie auch als Kommunikationsmittel für die abgeschnittenen Wiesenparzellen am Reppagrunde dient. Im dritten Durchstiche war man aus gleichen Ursachen, hinsichtlich der Blau- und Dertgründe genöthigt, eine Brücke aus den Mitteln des Fondes herzustellen. Nach der Vollendung der Durchstiche zeigte es sich ferner, dass die Depositionen gegen die auf den Wiesenboden sich sammelnden Tagwässer als undurchlässig verhalten und mussten daher an verschiedenen, im Plane (Fig. 3) bezeichneten Stellen Sickerschlitz in den Ablagerungsdämmen angebracht werden, um das stagnirende Wasser dem Kulturboden ferne zu halten und dem neuen Flusslaufe zuzuführen. Die Konstruktion dieser Schlitz ist aus Fig. 7 ersichtlich. — Die Uferwerke sind nach den für die Gailflussregulirung bestimmten Normalien\*) ausgeführt und traten hier Leitwerke auf Grundwurf bei den Absperrungen und Deckwerke im Aushube auf. Die Werke wurden in Form von Schlichtungen ausgeführt und wurde das Steinmaterial für den ersten Durchstich im Glimmerschieferbruche bei Nötsch, für den zweiten und dritten Durchstich in der Umgebung von Förk und im Dert aus dem dort vorkommenden Hallstätter Kalk gewonnen. Die bei den Felsprengungen im dritten Durchstiche als passend erkannten Bruchsteine wurden ebenfalls zum Uferwerksbau verwendet. Sämmtliche Werke sind mit 1·0 m über dem idealen Nullwasserspiegel angelegt und mit Steinvorwürfen versehen. Bei den Absperrwerken hat man von der Anlage der sonst angewendeten Mulden Umgang genommen, weil hier eine Verlandung der alten Flussbettarme ohnehin nur bei hohen Wässern stattfindet, und diese erfahrungsgemäss die grössten die sem Abschnitte zukommenden Geschiebe über die Kronen der Werke transportiren. — Der Verlandung des Altwasserarmes vom ersten Durchstiche ist der Umstand sehr zu statuten gekommen, dass der Nötschbach bei den Katastrophen vom Jahre 1885 sein Bett verlassen hat und nun in den alten Gailarm mündet. Dieser Bach bringt, wie schon einmal erwähnt wurde, viel Geschiebe, das nun in dem, seinen Funktionen entzogenen Flussbette einen recht passenden Ablagerungsplatz findet, bis die in nächster Aussicht stehende Regulirung des Thallaufes vom Nötschbache dessen

Mündung verlegen wird. — In der Mitte des Altwasserarmes vom dritten Durchstiche mündet der Suchabach, welcher nur bei lang dauernden Regen Wasser, aber dann auch Geschiebe führt. Durch diesen Umstand wird der Gailarm an der Stelle neben der Blaubrücke (Fig. 3) von selbst abgebaut werden, weil dem Ueberwasser im alten Bette keine sonderliche Geschiebetransportkraft mehr inne wohnt. Eine entsprechende Anlandung dieses 2·7 km langen Flussbetheiles wird jedoch erst eintreten, wenn dieselbe durch Herstellung von Verlandungswerken unterstützt sein wird.

Die bewirkten Leistungen, nach Längen- und Inhaltsausmassen zusammengestellt, bringen nachfolgende Ausweise I und II.

## I.

1. Länge der linksseitigen Werke	1946 m
2. „ „ rechtsseitigen „	2665 „
3. „ „ fahrbaren Traverse	74 „
zusammen 4685 m Werklänge.	
4. „ des I. Durchstiches	565 „
5. „ „ II. „	202 „
6. „ „ III. „	1588 „
zusammen 2355 m Durchstichlänge.	

## II.

1. Ausrodung pro Ar fl. 3·36	424·19 Ar
2. Aushub im Lettenboden für Durchstiche pro m <sup>3</sup> 26—54 kr.	80.745·83 m <sup>3</sup>
3. „ „ „ „ Werksanlagen „ „ 26—54 „	17.839·81 „
4. „ „ „ „ Skarpen „ „ 26 „	1925·52 „
5. Felssprengungen pro Kubikmeter fl. 1·07—1·74	20.821·65 „
zusammen Aushubsarbeiten 103.332·81 m <sup>3</sup>	
6. Steingrund und Vorwürfe pro Kubikmeter fl. 1·65	7063·24 m <sup>3</sup>
7. Steinschlichtung pro Kubikmeter fl. 2	6845·00 „
zusammen Steinarbeiten 13.908·74 m <sup>3</sup>	
8. Rasenziegelbelag pro Quadratmeter 25 kr.	6460·10 m <sup>2</sup>

Das Kostenerfordernis, welches diese Regulirungsstrecke erheischte, stellt sich wie folgt dar:

1. Grundeinlösung, Nutzentgang und andere Entschädigungen fl.	14.350·07
2. Durchstichsarbeiten	60.209·16
3. Werksanlagen und fahrbare Traverse	36.538·04
4. Verfüllung der Ueberbreiten	3.067·73
5. Verkehrsbrücke für den dritten Durchstich	1.831·04
6. Arbeiten in eigener Regie, Absperrungen, prov. Bauten, Sickerschlitz, Nachzahlungen, Baubrücken u. Wege etc.	6.853·67
zusammen fl. 122.849·71	

Da diese Gesamtsumme für die Regulirung von 4·7 km des bestandenen Flusslaufes nöthig geworden ist, so kommt 1 km auf fl. 26·138 zu stehen, und wenn die Verausgabung für Grundeinlösung nicht in Betracht kommt, auf fl. 23·085.

Diese ausserordentlich grossen Kosten wurden aber auch nur durch die aussergewöhnlichen Verhältnisse hervorgerufen, denn von den übrigen 38 Kilometern der ausgeführten Regulirungsstrecke erforderte der Kilometer ausschliesslich der Hochwasserarbeiten, fl. 12—14.000.

Schliesslich wäre noch zu erwähnen, dass kleine Bergstürze, die beim Dobrač immer noch zu gewärtigen sind, auf die beschriebene Arbeit keinen schädlichen Einfluss

\*) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1883, Heft I.



üben dürften, da die Trümmerhalden jetzt so mächtig sind, dass nur bei heftigem Materialabbruche dasselbe auch in grösseren Quantitäten die Thalsohle erreichen würde. Immerhin bleibt aber dieses Gebiet ein bedenkliches, denn seit dem Jahre 1348 war Villach neben vielen kleinen Beben, im December des Jahres 1690 neuerdings der Mittelpunkt einer grossen seismischen Katastrophe mit einem Schüttergebiet von ungefähr  $410.000 \text{ km}^2$ . Da das Terrain der

Absturzhalde des Dobrač nun ohnedies ein verödetes war, so wurde diesem, in den übrigens sehr mangelhaften Beobachtungen kein Augenmerk geschenkt, und wird es der neuen Zeit vorbehalten bleiben, diesbezügliche Vorgänge zu erforschen, wozu ausserdem noch die Gelegenheit näher rückt, weil an der Südseite des Dobrač eine grosse Spalte besteht, die sich nach Aussage älterer Leute seit den letzten Decennien bedeutend verbreitert haben soll.

## Ueber Seeufer-Senkungen und Rutschungen.

Von Vincenz Pollack.

(Hiezu die Tafeln III bis VI.)

Ursprünglich waren die nachfolgenden Mittheilungen für einen Vortrag im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein unter Vorführung einer grösseren Reihe von Originalplänen und Tabellen, deren Ueberlassung von Nah und fern zugesagt war, bestimmt und demgemäss vorwiegend nur in Schlagworten abgefasst.

Der Vortrag unterblieb jedoch anlässlich meiner Abberufung nach einem andern Bestimmungsorte, und da mir die Stunde für solche Arbeiten erst schlägt, wenn Andere ihr Tagwerk bereits geschlossen, so verstrich nahezu ein Jahr, ehe ich die selbst gestellte Aufgabe in geänderter Form zum neuerlichen Abschlusse bringen konnte.

Das über See-Uferbewegungen bisher nur sporadisch in die Oeffentlichkeit gedrungene Beobachtungsmateriale war ebenso, wie auch die unrichtig aufgefassten Umstände oder die nur in geringerem Umfange erworbene Erfahrung dazu angethan, die zu besprechenden Verhältnisse im Lichte des Aussergewöhnlichen oder gar Räthselhaften erscheinen zu lassen.

Indem es mir einestheils infolge langjähriger Bemühungen gelungen ist, einige nicht publizierte einschlägige Beispiele hiermit im Detail vor das Forum der Fachgenossen bringen und dadurch die Beobachtungsreihe vergrössern zu können, durch welche wir allmählig in den Stand gesetzt werden, klarer das Wesen der Uferbewegungen zu durchblicken, hat sich andernteils in mir die schon seit langem gehegte Meinung noch mehr bestärkt, dass die bisherigen Fälle analoge Erscheinungen am Lande aufweisen und ihnen vorwiegend keine absonderlichen Ursachen zu Grunde liegen.

Ich halte demnach die eingehende Behandlung der geringeren oder grösseren Lageveränderungen von Terraintheilen an den Ufern der Seen hauptsächlich aus zwei Gründen für besonders wichtig, und zwar:

1. weil bis zur Gegenwart derartige Ereignisse nur selten oder mangelhaft publiziert wurden und dann deren Erklärung ausserdem noch auf unrichtige oder wenigstens willkürlich zu nennende Annahmen, statt auf thatsächlichen Beobachtungen basirt wurde;

2. weil heute das Beobachtungsmateriale trotz aller Lückenhaftigkeit dennoch ein derartiges ist, dass es keinen Zweifel mehr unterliegen kann, wo die Anlässe und Ursachen

solcher Veränderungen zu suchen sind, es mithin zur zeitgemässen Aufgabe wird, die bisherigen Thatsachen und Erfahrungen in ein leicht zu übersehendes Ganze zusammenzufassen.

Die in Rede stehenden Vorkommnisse gehören nicht etwa blos der Neuzeit an, sondern viele derselben einer weit älteren Periode; so z. B. verschwand am 4. März 1435 die niedere Gasse in Zug, wobei 26 Häuser und 60 Menschen versanken. Nachdem in den Jahren 1592 bis 1593 der Spiegel des Zuger-Sees tiefer gelegt wurde, entstanden an vielen Stellen des Ufers Absatzungen, zum Theil auch wieder in Zug selbst. Aehnliche Verhältnisse zeigten sich später auch bei der Tieferlegung des Bieler Sees.

Bevor jedoch in die Behandlung des eigentlichen Gegenstandes eingegangen werden soll, seien den Beziehungen von Ursache und Veranlassung wenige Worte gewidmet.

„Ursache“ bezeichnet den inneren Grund, warum etwas ist oder geschieht im Gegensatz zum äusseren Anstoss oder Anlass, wodurch etwas in Gang kommt, was wir mit „Anlass“ oder „Veranlassung“ bezeichnen. Auf Bodenbewegungen bezogen, unterscheiden wir demnach die inneren Gründe hiefür als Ursache und die äusseren als Veranlassung.

Damit sollen scheinbar innere Gründe nicht als Ursachen angesehen werden, wo ihnen nur die Rolle der von aussen hinzutretenden Veranlassung zukommt, z. B. zusetzendes Tag-, Quell- oder Grundwasser tritt entweder als lastvergrössernd oder reibungsvermindernd auf, ohne dass ihm deshalb die Bezeichnung Ursache zukommen würde; wir haben es hier mit der Wirkung der Veranlassung zu thun. Eine von aussen kommende, Bewegung erzeugende Thatsache ist eben mehr oder weniger von inneren Folgen begleitet.

Beide Begriffe werden gar häufig verwechselt und rufen dann leicht Irthümer hervor. Die wesentliche Unterscheidung zwischen beiden bildet zugleich ihr Vorkommen. Jeder Bodenbewegung entspricht immer ein innerer Grund, eine Ursache, während eine unmittelbare Veranlassung derselben nicht unbedingt nothwendig ist und oft nur sehr kleine mittelbare Anlässe vorliegen, welche letztere schliesslich doch eine Wirkung erzielen.

Ein Beispiel mag dies illustriren: Jahrhundertlang steht ein Berghang „felsenfest“ bis er eines Tages plötzlich zu Thale fährt, ohne dass ein zwingender unmittelbarer Grund ersichtlich ist. Fortschreitende Thalbildung, Verwitterung, Neigung u. s. w. sind für die übrigen Hänge dieselben und doch bleiben sie unbewegt stehen. Nehmen wir grosse Zeiträume an, so bilden sich durch den Erosionsprozess, also durch das Tiefer- und Seiten-Einschneiden des Thalgewässers, Verhältnisse, die das Nachbrechen der Thalwände in Folge Lockerung veranlassen. Diese entfernte Veranlassung ist somit die Summirung unendlich kleiner Aktionen durch grosse Zeiträume, die jedoch als unmittelbare Anlässe keine sofort ersichtliche Rolle spielen.

Die Frage der Seebildung hat ebenso, wie die der damit im Zusammenhang stehenden Thalbildung in den Kreisen der Geologen und Geographen zahlreiche Controversen hervorgerufen. Selbstverständlich lässt sich für die Seen keine allgemeine Theorie ihrer Entstehung aufstellen; für manche ist die heutige Erklärungsweise noch zum mindesten anfechtbar, doch hat man gewisse Grundzüge gewonnen und sind besonders die früher oftmals mit fabelhaften Tiefen ausgestattet gewesenen Alpenseen auf ihr bescheidenes Mass der Wirklichkeit zurückgeführt worden.

Ihre Ufer bestehen entweder aus dem anstehenden Gestein oder sind, insbesondere unter dem Wasserspiegel, mit jüngeren Anschwemmungen bedeckt. Bisher hat man — wenigstens so weit mir die diesfällige Literatur zugänglich gewesen — Bewegungen des Bodens hauptsächlich in letzteren beobachtet und in ersterem nur so weit, als nachgiebige Diluvial- oder Tertiär-Massen in Frage kamen.

Wir wollen zunächst die jüngeren Anschwemmungen der See-Ufer, und zwar jene der Alpen einer Betrachtung unterziehen.

Es ist bekannt, dass die vielen kleineren und grösseren Bäche, die sich in die Seebecken ergiessen, zumal bei Hochwässern grosse Mengen von Geschieben, Sand und Schlamm in dieselben wälzen, die sodann mit Staub, Vegetation etc. an der Zusammensetzung der Ablagerungen theilnehmen. Ebenso ist es nichts Neues, dass durch die allmählig schwächer werdende Stosskraft der einmündenden Gewässer vorerst die gröberen Geschiebe, später die feineren und sodann Sand und endlich Schlamm zum Absatze gelangen. Die weiteste Ausdehnung über den See hat man dem feinen Schlamm zugeschrieben, der sich oft durch lange Zeit schwebend erhält und auf grosse Strecken nur durch eine sehr schwache Färbung des Wassers zu erkennen giebt.

Durch Abschwemmung mechanisch zertrümmerter oder chemisch durch die Atmosphären zersetzter Gesteine oder durch gegenseitige Abreibung von festen Gesteinen im Wasser, entstehen Sedimente, deren petrographische Benennung eine gewisse Willkürlichkeit zulässt. Wie es bei allen Gesteinsübergängen mit einiger Schwierigkeit verbunden ist, ohneweiters den richtigen Namen zu geben, so verhält es sich auch bei den allmählig aus Sand in Schlamm übergehenden Materialien. Es lässt sich deshalb die Grenze zwischen Sand und Schlamm nur etwa durch eine Fixirung der Korngrösse, die allerdings etwas will-

kürlich gewählt sein mag, bestimmen. So hat E. Laufer in Berlin in den mechanischen Analysen, Körner über 2 mm als Grand, von 2 mm bis 0.05 mm noch als Sand bezeichnet, und die noch feineren Theile als Schlamm ausgeschieden. \*)

Nach den Untersuchungen von Daubrée schwimmen in sehr schwach bewegtem Wasser noch Sandkörner von etwa 0.1 mm mittlerem Durchmesser. \*\*) Der Rhein hat auf der Höhe von Strassburg im Juli und August jene bekannte milchige Färbung, die bei allen Gletscherbächen vorkommt und deren Ursache nicht feinsten Schlamm, wie man bisher annahm, sondern Sand von eckigen Körnern mit ungefähr 0.05 mm Durchmesser ist. \*\*\*)

G. Bischoff) hat, mit in Wasser eingerührtem Thon in einem Kasten Versuche angestellt und die Mengen bestimmt, die auf einem eingesenkten Brett während 24 Stunden Ruhe zur Ablagerung kommen. Es werden umso weniger schwebende Theilchen unter gleichen Umständen auf das Brett niedersinken, je mehr es geneigt ist. Die Versuche zeigten folgende Ergebnisse:

A	B	C	D	E	F
Neigungswinkel des Brettes	Sedimente auf dem Brett in Grad	Sedimente nach Procenten	Reduction von C für horizontale Lage in Procenten	Differenzen zwischen je zwei aufeinander folgenden Sedimenten	Auf den schiefen Ebenen herabgerutschte Theile in Procenten
0°	2171	100	100		
5°	1963	90.4	90.8	+ 9.2	9.2
10°	1731	79.4	80.9	+ 9.9	19.1
15°	1465	67.5	69.9	+ 11.0	30.1
20°	1436	66.1	70.3	- 0.4	29.7
25°	1239	57.1	63	+ 7.3	37
30°	943	43.4	50.1	+ 12.9	49.9
35°	126	5.8	7.4	+ 43	92.9
40°	47.5	2.1	2.7	+ 4.4	97.3
45°	18	0.8	1.1	+ 1.6	98.9

Die Tabelle zeigt bis 15° eine regelmässige Abnahme in den Ablagerungen der Sedimente auf der schiefen Ebene, indem ein Theil von der geneigten Fläche bis auf die Horizontale zum Abflusse gelangt, der bei 15° Neigungswinkel bereits 30.1% der Masse beträgt. Ueber 15° Böschung hinaus tritt eine Unregelmässigkeit ein, welche wohl davon herrührt, dass von den abgesetzten schwebenden Theilchen mehr oder weniger herabgeführt werden, es überwiegt eben die Schwerkraft die Anziehungskraft der einzelnen Theilchen. Wie Bischoff anführt, zeigten sich bei dem Versuche in 30° Neigung vier Streifen, welche als Wege der herabgerutschten Theilchen anzusehen sind. Bis 30° bleiben noch beträchtliche Mengen auf der schiefen Ebene in Gestalt schiefer Schichten liegen, bei steilerer Neigung jedoch kommt nahezu aller Schlamm zum Abfliessen.

\*) Jahrbuch der königl. preuss. geologischen Landesanstalt und Bergakademie zu Berlin für das Jahr 1883.

\*\*) Synthetische Studien zur Experimental-Geologie von A. Daubrée 1880, pag. 196.

\*\*\*) Daubrée a. a. O., pag. 197.

†) Lehrbuch der chemischen und physikalischen Geologie. Supplementband 1875.

Der Neigungswinkel von  $30^\circ$  bezeichnet also bei solchem Materiale die Grenze, wo noch verhältnismässig grosse Schlamm Massen sich steil lagern. Eine geringe Vergrösserung dieses Winkels bringt bereits den grössten Theil der Ablagerung in Bewegung.

Es ist wohl einleuchtend, dass durch Zusatz von sandigem oder auch steinigem Materiale die erwähnte Grenze erst bei etwas steilerem Winkel eintreten wird, um schliesslich bei nahezu reiner Steinschüttung die Maximalböschung zu erreichen, wie dies auch im Trockenem der Fall ist. Es ist hiebei nicht ausgeschlossen, dass der feinere Niederschlag zwischen den gröberen Theilen (Sand) hauptsächlich in den Zwischenräumen derselben zum Absatze gelangt und dadurch in der Natur die Beweglichkeit von Strandschichten erhöht.

Die vorgeführten Versuchsergebnisse können logischerweise nur für kleine Verhältnisse Werthe zur Beurtheilung schaffen; wo also die bedeutenden Böschungen von See-Üfern in Betracht kommen, ausserdem noch viele andere Umstände, besitzen sie nur einen relativen Werth dadurch, dass sie uns einigen Anhalt über die obere Grenze der Standfähigkeit eines Materiales unter Wasserbedeckung geben.

Besprechen wir nun weiters die Zusammensetzung der Ablagerungen in der Natur und ihren Aufbau.

Dr. J. Früh in Trogen\*) hat die „Schlammssande“ des Lorze-Deltas vom Zugersee in der Schweiz mittelst Schlemmen und mikroskopisch untersucht und Folgendes gefunden:

38% bestehen aus hellgrauen Sandkörnern, welche 0.1 bis 0.25 mm messen,

62% sind sehr feiner Sand und Steinmehl, dessen Theilchen 0.008 bis 0.08 mm (sehr selten 0.16 mm) Durchmesser zeigen; die Hälfte von diesen und beinahe ein Drittel von den vorigen ist in warmer Salzsäure löslich, mithin Thonerde, Eisenoxyd, Kalkerde etc. Der ganze Charakter dieser Schlammssandbildung ist derjenige einer anhaltenden, im See sich vertheilenden Flussanschwellung, deren Festigkeit zwischen lettenartiger Zähigkeit bis zu breiweicher Consistenz alle Phasen durchmacht.

Mit der Feinheit des mitgeführten Materiales hängt der Bau der Anschwellungen zusammen und ist es begreiflich, dass der Nil, Mississippi, Po u. s. w., welche nur feine sandige und schlammige Sinkstoffe in's Meer führen, Deltabildungen\*\*) aufweisen, deren Schichten im grossen Ganzen betrachtet und abgesehen von lokalen Unregelmässigkeiten sehr wenig geneigt oder horizontal sind, was auch mit den Schlamm- oder Triebssanden des Zugersees der Fall ist, die, soweit sich aus den stattgefundenen Bohrlochsondirungen konstatiren lässt, eine Neigung von wenigen Graden gegen den See zu besitzen,

\*) Confr. pag. 16 in: „Die Katastrophe von Zug am 5. Juli 1887“. Zürich 1883.

\*\*) Wir verstehen unter Delta nicht die ursprünglich morphologische Bezeichnung, sondern vielmehr im Sinne der modernen Erdkunde die Anhäufung der Anschwellungen von Sinkstoffen im Bereiche der Mündungen der Gewässer in See- oder Meeresbecken.

welche Neigung indess, zum Theile wenigstens, nicht bloss das Resultat der Ablagerung, sondern auch der ungleichmässigen, mit der zunehmenden Mächtigkeit der Massen zusammenhängenden Setzungen sein dürfte.

Schuttführende Gewässer bilden Schichten, deren Neigung alle Gefälle zeigen, die zwischen horizontal und etwa einfüssig schwanken. Schlamm wird nur in den Zwischenräumen von Schutt oder Sand eine etwas steilere Lage beibehalten können.

Durch die theilweise Trockenlegung des Lungernsees in der Schweiz war man in der Lage, die Struktur des vom Dündelbach aufgebauten Schuttdeltas untersuchen zu können. Dasselbe weist unter  $35^\circ$  abfallende Lagen feineren und gröberen Schuttes auf; grössere flache Geschiebe liegen mit der breiten Fläche in der Neigung der Schichtung, ebenso auch ein 15 cm starkes Lager von platt gedrücktem bituminösen Holz und Blättern. Die am untern Theile des Deltas anlehenden Schlamm Massen nehmen schnell an Mächtigkeit zu und gehen allmählig horizontal umbiegend in den Seeboden über.\*)

Dasselbe wiesen die Ingenieure Dause und Colladon in den Wildbachdeltas am Genfersee nach.\*\*)

Das Aardelta im Brienzersee erstreckt sich unterseeisch bis auf 1200 m und hat anfänglich  $30^\circ$ , weiter hinaus auf 300 m Entfernung  $20^\circ$  Fall und am Ende liegen die Schichten horizontal.

Das Delta der Rhone im Genfersee hat einen Oberflächenfall von 1:18, jenes im Mittelmeere lagert Sedimentschichten mit 1:160 Gefälle ab.\*\*\*)

Der Horgengbach am Zürchersee zeigt im Delta vom Ufer bis auf 80 m 1:2 und weiter hinaus bis 1:5.5.†)

Demnach zeigen allgemein die Aussenböschungen vom Ufer gegen die Tiefe des Sees zu ein allmähliges Flacherwerden, so dass eine konkave Mantelfläche entsteht, welche für die jeweiligen Verhältnisse und Nebenumstände dem Gleichgewichte entspricht.

Die Reuss hat seit Eröffnung des Reusskanals vom Jahre 1851 bis 1878 in den Vierwaldstättersee ein neues Delta hinausgebaut, über dessen Bildung periodische Aufnahmen, entsprechend den thatsächlichen Verhältnissen existiren.††) Der Kanal wurde im Mai 1851 im untern Theile eröffnet, 1861 war er bis oberhalb Attinghausen fertig und hatte den Zweck, eine bleibende Geschiebeablagerung und dadurch eine Sohlenerhöhung der Reuss zu verhindern. Es wurde jedoch nicht nur dies erreicht, sondern die Reuss vertiefte in der Correction ihre Sohle bedeutend. In den Jahren 1851, 1853, 1860 und 1878 erfolgten Situations- und Seetiefenaufnahmen, welche zum Theile auf Tafel III in den Figuren 1 bis 4 zur Dar-

\*) Studer. Lehrbuch der physikal. Geographie und Geologie, I., pag. 262.

\*\*) A. Favre. Description du Canton de Genève. Referat von Desor im „Neuen Jahrbuch für Min., Geol. u. Paläont.“ 1881.

\*\*\*) Rud. Credner. Die Deltas etc. in Petermann's Mittheilungen 1878.

†) „Die Eisenbahn“, VII. Bd., Jahrg. 1877, pag. 135.

††) A. Heim. Ueber die Erosion im Gebiete der Reuss. Jahrbuch des Schweizer Alpenklub, XIV. Jahrg., Bern 1879.

stellung gelangten und ein der Wirklichkeit entnommenes Bild — keine schematischen Figuren — geben.

Es ist einleuchtend, dass wenn ein, grobes Geschiebe führender Bach durch irgend welche Umstände nur feineren Detritus zuträgt, dies auch im Delta in der Lagerung zum Ausdruck kommt und umgekehrt, wenn auf solche zumeist ziemlich ruhige Abflussperioden ein stärkerer Ausbruch mit größerem Materiale folgt, auch steilere Dossirungen entstehen. Dass dies zuweilen nicht geschieht, hat seinen Grund darin, dass die steilböschig aufgebrachten Sedimente von den unterliegenden nicht getragen werden und in die Tiefe abrutschen, abrollen oder abfließen, ein Vorgang, wie ihn die Wildbachhochwässer erzeugen. V. Salis\*) erwähnt gelegentlich der Anlage von künstlichen Wildbachrinnen auf angeschwemmtem Boden (Deltas), „dass das Abbrechen solchen Bodens aus Veranlassung starker Geschiebsentleerungen der betreffenden Wildbäche schon öfter stattgefunden hat.“

Gelegentlich eines Murganges des Grünbaches am Vierwaldstättersee kam am Ufer ein grösserer Abbruch in den abgelagerten Schuttmassen vor, der sich immer weiter landeinwärts erstreckte und dem schliesslich das Betonfundament einer bereits begonnenen Eisenbahnbrücke zum Opfer fiel.\*\*)

An dem in den Zürichsee mündenden Horgenbach wurden ähnliche Begebnisse beobachtet. Alle diese That-sachen zeigen deutlich, dass diese jüngeren Anschwemmungen mehr oder weniger sich nur dem labilen Gleichgewichte nähern, sie haben nicht die Lage erreicht, um vollkommen im Gleichgewichte zu sein; ein verhältnismässig unbedeutender Anlass genügt, dasselbe zu stören. Naturgemäss wird dies an steileren und an grössere Tiefen anschliessenden Ufern mehr hervortreten, als an flacheren.

Bisher haben wir blos der unterseeischen, also bis etwa an den Seespiegel reichenden Bach- und Fluss-Alluvionen gedacht. Die Ablagerungen über dem Seespiegel werden sich auf die vorhin angeführten mehr oder minder steil stehenden Schichten mit dem Gefälle des Bachgerinnes, also einer wenig von der Wagrechten verschiedenen Neigung absetzen und der Bewegungskraft des Gewässers entsprechend aus feineren oder gröberen, sandigen oder thonigen Schuttmassen bestehen. Breiige Murgänge werden mehr thonige Massen liegen lassen, als reichlich Wasser führende Hochfluthen.

### Senkungen.

Es ist bekannt, dass natürlich oder künstlich aufgebrachte lose Massen Setzungen oder Sackungen erleiden, die dadurch veranlasst werden, dass sich ihre Fragmente fester an einander lagern und die zahlreichen kleinen Hohlräume füllen, eventuell auch die Stelle der verwesenden Vegetabilien einnehmen und dergl. Selbstverständlich werden solch' lose Massen, so lange sie nicht vollkommen festgelagert sind, welchen Zustand manche infolge von Nebenumständen gar nie erreichen, keine besondere Tragfähigkeit aufweisen.

\*) „Das schweizerische Wasserbauwesen“, Bern 1883, pag. 57.

\*\*) Arbeiten der Gotthardbahn in „Die Eisenbahn“, XIII. Bd. Jahrg. 1880, pag. 92.

Kein Wunder also, wenn auf solchem Grund gesetzte Bauten Spuren von Setzungen zeigen, wie dies an Seeufern häufig zu sehen ist. So erwähnt das Experten-Gutachten bezüglich der am Zürichsee in Horgen vorgekommenen Senkungen:\*)

„In Käffnach am Uferabhänge befindet sich das neue Cementofengebäude des Staates, das schon merkliche Neigung gegen den See zeigt; in den Mauern finden sich klaffende Risse, der seewärts gelegene Vorbau hat sich vom Hauptbau abgetrennt und Risse durchsetzen die Bodenplatten.“

Aehnliche Verhältnisse zeigt der Luganersee:\*\*)

„Wo die Ortschaften unmittelbar am See liegen, finden sich sehr schmale Uferplätze und Strand mit abfallender Böschung, bestehend zum Theile, besonders in Lugano, aus neuen Landanlagen, welche sich senken, so dass in Lugano und Morcote die Häuser gegen den See Risse zeigen. Der Hauptpegel in Lugano, der anno 1864 gleichgestellt wurde mit dem in Ponte Tresa, zeigt circa zwanzig Jahre später Differenzen (bei kleinem Wasserstande 12 cm), die auf Rechnung der stattgefundenen Senkung des Pegels in Lugano zu setzen sind.“

In Wädensweil am Zürchersee werden seit dem Jahre 1882 die Risse und Senkungen des Terrains zwischen Bahn und Seeufer einer genaueren Beobachtung unterzogen und der Betrag der letzteren durch Nivellements constatirt. Der Freundlichkeit des Ober-Ingenieurs der schweizerischen Nordostbahn verdanke ich die diesbezüglichen Daten, desgleichen auch die Einsicht in das im Jänner 1882 von dem dahin berufenen Geologen Prof. A. Heim abgegebene Gutachten. Da über den vorliegenden Fall nur Andeutungen publizirt sind, so will ich denselben unter Hinweis auf die Figuren 6 und 7 auf Tafel III und der graphischen Darstellungen der Senkungen auf Tafel IV ausführlicher besprechen.

Wann die Senkungen an der in Rede stehenden Stelle gegenüber 23.3 bis 23.4 km der Zürichseebahn begonnen haben, ist kaum zu eruiren, doch scheinen Ende der Fünfziger Jahre Anzeichen hiefür aufgetreten zu sein.

Auf der betreffenden Strecke und von da noch ziemlich weit seeauf- und seeabwärts ist ein grosser Theil des Strandes durch künstliche, schon vor längerer Zeit aufgeführte Anschüttungen gewonnen worden. Die alte Uferlinie war vor 40 bis 50 Jahren ungefähr 40 m landeinwärts von der jetzigen, mithin noch 10 bis 15 m landeinwärts der Bahnachse. Die künstlichen Auffüllungen behufs Landgewinnung wurden stückweise und zu verschiedenen Zeiten ausgeführt. An einzelnen Stellen werden sie auch jetzt noch langsam fortgesetzt, obwohl sie schon an der Grenze der Möglichkeit ihres Bestandes angelangt zu sein scheinen.

Die Böschung der Auffüllungen beträgt unterhalb der auf Piloten stehenden Rand- oder Quaimauern bis in 30 m Wassertiefe 30°. Es ist das offenbar jene Böschung, die sich im Wasser ohne weitere Nachhilfe durch blosse Kopfschüttung bildet. Das analoge Schauspiel über oder ausser

\*) „Die Eisenbahn“, IV. Bd., pag. 195.

\*\*) G. H. Legler. Bericht über die Wasserableitung aus dem Luganersee. Glarus 1883, pag. 12.



Wasser ist Jedem bekannt, der sich mit Erdschüttungen befasst hat. Das Materiale ohne regelrechte Herstellung der Böschungskörper, einfach aufgeschüttet, stellt sich, je nach Umständen, in roher Böschung anfänglich mehr oder weniger steiler, als dies mit Rücksicht auf die Höhe der Böschung und die Länge der Zeit dem dauernden Bestande der Böschung entsprechend ist, beispielsweise Lehm nahezu einfüssig; in solchen Fällen werden die betreffenden Massen nochmals gewonnen und zur Anlage jener Böschung in Verwendung gebracht, die dem betreffenden Reibungswinkel entspricht.

Diese Sicherungsmassregel ist bei den Kopfschüttungen mit mehr oder weniger thonig-schottrigem Materiale an den Seeufern nicht üblich und wäre deren Anwendung auch mit Schwierigkeiten und Kosten verbunden.

Acht Meter landeinwärts der Randmauer geht ungefähr parallel mit derselben ein Riss durch den dortigen Garten. Derselbe hat sich schon früher gezeigt, aber immer nach vorgenommener Ausfüllung an gleicher Stelle wieder neu geöffnet. Die Senkungen an der Ufermauer sind laut Angabe circa ein halbes Jahr nach der Bahneröffnung, daher etwa im Frühjahr 1876 eingetreten. Ein Theil der Gartenmauer stürzte im Spätsommer 1880 in den See. Die neu aufgeführte Gartenmauer ist, etwa in der Mitte, unten ein wenig ausgebaucht, hat aber keine Risse.

Im Badebassin des Gartens hat der neue Riss 1 bis 2 cm, in der neuen Ecke der Seifenfabrik 3 bis 4 cm Weite, so dass man durch diesen hindurchsehen kann. Einige schwächere, ähnliche Risse begleiten ihn dort. Der Fussboden in der äussern Ecke des Gebäudes ist gesunken und um etwa 4 cm nach aussen vom rückliegenden Boden abgerissen. Der Hauptriss in der Ecke der Seifenfabrik ist unten am weitesten und biegt dann aufwärts und seewärts schief hinauf, während er gleichzeitig enger wird. Landeinwärts finden sich noch eine Menge älterer, theilweise sehr alter Risse in den Mauern der Seifenfabrik von gleicher Hauptrichtung wie der vorige und steht das ganze Gebäude, gegen den See hinaus sinkend, schief. Die äussere Gartenmauer zeigt keine Risse, sie bewegt sich offenbar als ein Ganzes. Der Pfahlrost, auf dem sie steht, fusst nicht im Festen, sondern bewegt sich mit. Die Pfähle waren bloss mit einer von vier Mann geführten Handramme eingetrieben worden, daher nicht von besonderer Länge.

Heim schliesst aus der Lage und Gestalt des Hauptrisses, „dass es sich nicht um eine gleichmässige Senkung des Bodens, sondern um eine zonenförmige Abtrennung und ein Ausweichen der äusseren, tieferen, sich abtrennenden Theile unten heraus, handelt; dies ist eine Art der Bewegung, wie sie durch zu grosse Belastung des äusseren Theiles infolge der Bauten, Steinwürfe etc. hauptsächlich aber durch die Landanlage selbst erzeugt werden muss“.

Wir müssen dem entgegenstellen, dass falls nicht bloss eine Abtrennung oben, sondern auch eine solche unten, wie aus dem Vorhergehenden zu deduciren ist, stattgefunden hat, ein vollständiges Abreissen und Versinken der Massen hätte platzgreifen müssen. Dass dies nicht der Fall war, lässt wohl kaum eine andere Erklärung zu, als

die, dass in den tieferen Theilen kein wirklicher Abriss stattgefunden, oder mit andern Worten, dass der Riss von der Terrainoberfläche nach der Tiefe zu sich allmähig verlief; das Mass der kleinen Trennung oder Absitzung wurde mit zunehmender Tiefe immer geringer. Aehnliche Erscheinungen kommen auch am Lande an aufgeschütteten Erdwerken vor; es zeigen sich bei diesen, besonders anfänglich, grössere Setzungen, von Rissen begleitet, während die späteren langwierigeren Setzungen weniger von zusammenhängenden sichtbaren Spalten begleitet sind, obschon von „gleichmässiger Senkung“ nicht die Rede sein kann, wie die ganz ungleichmässigen Planumsetzungen mancher Jahrzehnte alter Bahndämme von grösserer Höhe bezeugen. Das Mass der Senkung an der exponirtesten Stelle hat im Zeitraume von sechs Jahren kaum 30 cm betragen, so dass nicht ausgeschlossen erscheint, dass der ganze sich abspielende Vorgang eine einfache Setzung des 30 m hoch aufgeschütteten Materiales am Seegestade ist. Darin, dass Belastungen solcher Massen mit Mauern, Steinwürfen u. s. w. befördernd auf die Bewegung wirken, sind wir mit Heim einig.

Ob aus einem Setzungsriss allmähig eine Bruchfläche wird, ist meist sehr schwer zu bestimmen, doch ist gegebenen Falls aus Nebenumständen, petrographischem Charakter des Materiales und dergl. mit Zuhilfenahme der Erfahrung die geringere oder grössere Wahrscheinlichkeit hiefür zu folgern. Jede Absitzung fängt mit solchen Setzungsrissen an, deren Weiterausbildung in bedenklicherem Terrain erst zu einer förmlichen Trennung führt. Wie wir weiters sehen werden, erwägt auch Heim den Wahrscheinlichkeitsgrad einer vollständigen Absinkung.

Aehnliche Verhältnisse wie die Seifenfabrik zeigt der Schuppen im Garten Rothplatz. Die vielen Risse in der Mauer sind alle unten weit, oben, seewärts sich wendend, enger. Die Kreuzstöcke des Gebäudes sind schief geworden. Die äusseren zeigen unten ein seewärts gerichtetes Hinaus-sinken, der oberste eine scheinbar entgegengesetzte Bewegung. Die Risse des Gebäudes nähern sich auf circa 12 m der Bahnachse. Auch diese Risse sind, wie man an der Beschaffenheit der Rissflächen und Rissränder sofort erkennen kann, alle alt, zum Theile wahrscheinlich sehr alt. Da der Eigenthümer angibt, dass im Jahre 1858 oder 1859 die bedrohte Gartenecke durch „bedeutende Quantitäten Holz“ verstärkt wurde, so mussten sich damals verdächtige Bewegungen gezeigt haben; da er ferner erwähnt, dass er oft 700 und mehr Zentner auf den Vorplatz des Schuppens lagerte, aber bald die Bemerkung machte, „dass dieses Terrain diese Belastung nicht ertrage, und nachdem sich einige Merkmale gezeigt“ — wahrscheinlich Risse — entlastete er dasselbe wieder, was von gleich guten Folgen begleitet war, wie die Beseitigung des Abraumes vom Steinmetzplatze des Nachbarn Blattmann; der Schuppen wich nicht mehr und erst nachdem die Bahn in Betrieb gesetzt wurde, zeigten sich wieder neue Spalten in den Mauern und wagte man seither nicht mehr als 200 Zentner Waaren zu magaziniren.

Daraus geht hervor, dass auf dem betreffenden Gebiete, wahrscheinlich bald nach der Landanlage, Senkungen eingetreten sind, dass dieselben, mit Ausnahme einer vor

den Bahnbau fallenden Pause, welche durch die Wegnahme magazinirter Lasten erklärt ist, sich stets fortgesetzt haben, bald stärker an der einen, bald an der anderen Stelle.

Der neue Riss lässt sich nicht bis an den Schuppen von D. Rothpletz verfolgen und waren auch in diesem keine Bewegungen zu entdecken, welche sicher neueren Datums wären.

Das Wohnhaus Blattmann rechts von der Bahn liegt auch auf künstlich, aber schon vor langer Zeit aufgefülltem Boden, ohne eine Spur von Rissen. Ebenso unversehrt zeigen sich der Bahnkörper und die übrigen auf der rechten Bahnseite liegenden Gebäulichkeiten.

Hingegen wiederholen sich gleiche Erscheinungen wie an der Fabrik und dem Schuppen Rothpletz in den auf der Seeseite auf künstlichen Ausfüllungen stehenden Gebäuden. Es befand sich daselbst ein Haus, welches schon zu Anfang der Siebziger Jahre an mehreren Stellen arg zerriss, unbewohnbar und schliesslich anfangs der Achtziger Jahre abgebrochen wurde. Ein Bretterschuppen versank in der Nacht und wurde nacher, von den Balken schwimmend getragen, im See gefunden. Die gemauerten Gebäude nahe dem Seegestade weisen alle bedeutende Spalten von gleicher Gestalt und Lage, wie die vorbeschriebenen auf, stehen seawärts geneigt und haben theilweise sattelförmig eingesunkene Dachfirsten, durch welche drohende Anzeichen man sich jedoch nicht abhalten liess, ein neues hohes Gebäude auf solchem Grunde aufzuführen.

Durch die Bahnanlage hat auf der ganzen Partie keine Mehrbelastung, wohl aber durch den Aushub von Seitengräben eine geringe Entlastung stattgefunden.

Um die etwaige Gefahr für den Bestand der Bahn beurtheilen zu können, sucht Heim über die Ursachen der Senkungen in's Reine zu kommen und scheinen ihm folgende Thatsachen und Reflexionen maassgebend zu sein:

1. Die Lokaluntersuchung zeigt, dass die Bewegungen nicht von der Nähe der Bahn, sondern der Nähe des künstlichen Ufers abhängig sind, denn:

a) Eine Menge von Gebäuden, welche unmittelbar an der Bahn und zum Theile ebenfalls auf künstlicher Ausfüllung stehen, wie z. B. die Stationsgebäude Enge, Wallishafen, Wädenswil, die zahlreichen anderen unmittelbar an den Bahnen liegenden Häuser und Stationsbauten zeigen keine Risse.

b) Eine Anzahl Häuser des linken und rechten Zürichsee-Ufers und ebenso an den bewohnten Ufern aller anderen Seen, fern von jeder Bahn, zeigen Risse und Senkungen seawärts, sobald sie auf künstlicher, bis nahe an den „Trichter“ gehender, Ausfüllung stehen. Kein Haus in solcher Lage steht unversehrt. Der Experte erinnert beispielsweise an den Riss im Hause Hüni in Horgen (vergl. Tafel V), der, schon lange vor dem Bahnbau öfters zugemauert, sich immer wieder geöffnet hat, obschon daselbst natürliche, durch den Dorfbach erzeugte Ausfüllung hohen Alters vorhanden ist; er erinnert ferner an die später zu besprechenden Absitzungen in Horgen vor der Bahneröffnung, an die Risse in mehreren ähnlich gelegenen Häusern in Küssnacht, Erlenbach, Herrliberg, Männedorf etc., an die plötzlichen, unvorhergesehenen Versenkungen neuer, in den See hinausgebauter Garten-

anlagen bei Horgen, Oberrieden, Herrliberg etc. und bemerkt, dass dies alljährliche Erfahrungen sind, herrührend davon, dass man bis zum Unvernünftigen dem See Land abringen will, auch da, wo der Steilrand ganz nahe steht, wobei vergessen wird, wie sehr zu Abtrennungen, zum Ausweichen oder Abrutschen geneigt das schlammige, nasse Seegehänge ist.

Heim verbreitet sich nun wiederholt über die Ursache der Bewegungen dahin, „dass verschiedene Untersuchungen bewiesen haben, dass Schlammsschichten unter dem Drucke der darüber liegenden Ausfüllung und der Gebäude allmählig seitlich ausgequetscht werden und dadurch die oberen Bodentheile nachsinken.“

2. Aus dem Moment, da die Versenkungen beginnen, kann kein Schluss auf ihre Ursache gezogen werden. Es hat schon an mehreren Orten konstatiert werden können, dass ohne irgend welche Veränderung, wie Bahnbau oder Bahnbetrieb etc., ganz plötzlich die Bewegung in solchem Aufschüttungsboden begonnen hat, welcher sich früher mehrere Jahrzehnte lang ruhig gehalten hatte. Der Experte führt weiters an, dass die Bewegungen am häufigsten und stärksten eintreten, wenn der Seestand besonders niedrig wird, während kein Frost den Boden, wenigstens oberflächlich bindet. Der sonst vorhandene Gegendruck des Wassers sei dann eben geringer. Für die Beurtheilung dieser Erklärungen sind jedoch keine Daten beigebracht und ist die letztere Frage, sowie die der Grundwässer im Uferland selbst bis heute noch eine ziemlich offene geblieben, wenn auch zugegeben ist, dass ihnen eine in Bezug auf die Bewegung fördernde Rolle zukommen wird.

Eine weitere Förderung oder Veranlassung zur Bewegung misst Heim der für die Gartenmauer Rothpletz im Frühjahr 1881 bis auf zirka 10 m Tiefe ausgeführten Pfählung zu, „indem durch dieselbe Erschütterungen in eine Tiefe direkt übertragen werden, in welche Erschütterungen durch Bahnzüge niemals reichen,“ und durch die Pfählung der Boden abgetrennt wird.

3. Erschütterungen und rasch vorübergehende Belastungen durch den Bahnbetrieb pflanzen sich im Aufschüttungsboden nur sehr wenig weit fort und greifen namentlich nicht in die Tiefe. Im festen Fels werden sie viel weiter fühlbar und ebenso durch Fortpflanzung in der oberen Bodenschicht, falls dieselbe stark gefroren ist. Diejenige Erschütterung, welche sich im Schuttboden den Gebäuden von der Bahn aus mittheilt, geht stets nur durch die oberen Bodenschichten und ist deshalb in den oberen Stockwerken viel mehr fühlbar, als in den Kellerräumen. Wo sich an Gebäuden Erschütterungen durch Bahnbetrieb überhaupt geltend machen, zeigt sich dies zuerst in Lockerungen des Gemäuers in den oberen Stockwerken. Eigentliche Risse in die Fundamente hinab entstehen, wie alle Beispiele hart an den Bahnen gelegener Häuser zeigen, niemals durch den Bahnbetrieb. Im betrachteten Falle aber handelt es sich um in den Fundamenten beginnendes Ausweichen.

Die Gleitfläche muss tiefer als die Spitzen der Pfähle liegen, wie aus der Bewegung der unzerrissen darauf stehenden Mauer zu erkennen ist. Keine Erschütterungen, kein

rasch vorübergehender Druck, nur anhaltender Druck vermag langsam die Fundamente seewärts unten hinauszudrücken und dieser anhaltende Druck ist vorwiegend durch die Bodenlast der künstlichen Landanlage selbst, die Ufermauern und die Gebäude gegeben.

Zum Schlusse beleuchtet Heim die Frage, ob eine Gefahr für die Bahnanlage vorhanden ist.

Da diese auf einer alten Anschüttung ausgeführt, so ist sie wohl selbstverständlich nicht absolut sicher, doch eine momentane Gefahr ist nicht vorhanden und hebt derselbe insbesondere Folgendes hervor, wobei wir die ersten beiden Punkte nahezu wörtlich citiren:

1. Selbst an Stellen, wo die Bahn am äusseren Rande frischer, aber nicht bis an den Steilrand gehender Anschüttungen liegt, und sogar an einigen Orten, wo sie sehr nahe an demselben geht, hat sich ergeben, dass, nachdem die Last der Auffüllung überhaupt sich gehalten hat, und die normalen Setzungen, die bei jeder Auffüllung eintreten, zur Ruhe gekommen sind, die Bahnanlage hernach keinerlei nachträgliche Abtrennungen, Risse etc., überhaupt keinerlei Gefahr für sich selbst erzeugt, geschweige in grössere Entfernung. Der Betrieb hat nirgends dem Bahnkörper selbst, der ihm doch am nächsten liegt, geschadet. Hier, wo die Bahn auf alter Auffüllung und 25—35 m einwärts vom äussersten Rande liegt, ist eine gefährliche Senkung des Bahnkörpers um so unwahrscheinlicher.

2. Dass der Abriss im äusseren Theile der Ausfüllungen im Garten Rothpletz und in der Seifenfabrik zu einer vollständigen Versenkung dieses Ausfüllungsstreifens führen wird, ist wahrscheinlich, aber nicht ganz sicher. Es ist unter ähnlichen Verhältnissen auch schon vorgekommen, dass nach einer gewissen Verdichtung in der Tiefe wieder Stillstand auf lange Zeit eingetreten ist. In der Nähe von Horgen z. B. findet man in Ufermauern auf alten Auffüllungen grosse Risse, welche vor 20, 30 und mehr Jahren entstanden, ohne sich seither zu verändern. Hinter dem abgetragenen früheren Stationsgebäude Horgen (s. pag. 15) ist ein Riss mit 40 cm Absenkung eingetreten und seither, trotz des Bahnbetriebes daneben, in vollständiger Unbeweglichkeit geblieben. Wie bereits erwähnt, ist im Cementofengebäude in Käpfnach ein Jahr vor dem Bahnbau ein anscheinend gefährlicher Riss entstanden, doch ist die Bewegung ohne sichtbare Ursache zum Stillstand gekommen.

3. Nachdem die künstlichen Ausfüllungen an den betreffenden Stellen übertrieben weit in den See hineinreichen, so ist nicht zu wundern, dass sie in diesem unnatürlichen Zustande nicht mehr halten. Wollte man die gewonnenen Landanlagen sichern, so schlägt Heim eine Vorschüttung, vom Seegrund aufbauend, mit gutem, nicht verschlammen, reibungsfähigen Materiale vor, wie sie bereits beim Bahnbau näher gegen die Station Wädenswil hat ausgeführt werden müssen, ohne jedoch eine Garantie für die Wirkung zu übernehmen. Eine sehr gründliche Pfählung könnte nach seiner Meinung vielleicht helfen, bietet aber durch Bodentrennungen wieder neue Gefahren.

Eine einigermaßen mit dem Landwerthe im Verhältnisse stehende Sicherung wäre erst dann zu erlangen, wenn vorher eine etwas natürlichere, geringere Böschung des See-

gehänges entstanden ist, d. h. wenn der äussere Theil der bestehenden Ausfüllungen abgerutscht sein wird. Sollten wider Erwarten die Abrisse weiter gegen die Bahn zurückzugreifen beginnen, so werden dann die Schutzmassregeln mit geringeren Mitteln und grösserer Sicherheit ausgeführt werden können, als dies bei dem heutigen widernatürlichen Uferzustande erreichbar scheint.

Die Figuren auf der linken Seite der Tafel IV zeigen die graphischen Darstellungen der nach der Expertise gemessenen Senkungen einzelner Punkte in der besprochenen Partie mit Bezug auf die Situation in 1:1000 (Fig. 6, Taf. III) im Zeitraume vom 11. Februar 1882 bis zum 5. Oktober 1888, bis zu welchem die Nachrichten reichen. Bei Betrachtung dieser Darstellungen der Setzungen der Punkte ergeben sich noch einige Thatsachen und Folgerungen, denen wir noch wenige Worte widmen müssen.

Der Verlauf der vielfach gebrochenen Setzungslinie des Punktes 5 bis in den vorigen Spätherbst lässt eine langsame Zunahme des Masses der Senkung erkennen, die später wahrscheinlich zur vollständigen Abtrennung geführt hätte, wie Heim bereits angedeutet, wenn nicht zu obigem Zeitpunkte Herrn Rothpletz untersagt worden wäre, vor der Mauer im See Material zur Ablagerung zu bringen. Die Punkte 6, 8, 9, 10 haben ganz, die Punkte 7, 16, 17 nahezu die Bewegung verloren und Punkt 5 dieselbe bedeutend verringert, so dass der Einfluss der Sistrung der Ablagerung in den Graphikons sichtlich zum Ausdrucke gelangt.

Aber es zeigt sich ausserdem noch eine besondere Art der Erscheinung: landeinwärts des in der Situation Fig. 6, Tafel III, mit *a*, *b*, *c* bezeichneten Spaltes ist ein weiterer Bodenriss nicht bemerkbar\*) und dennoch haben sich die Punkte 6, 8 und 10 mehr oder weniger gesenkt. Es hat somit die Oberfläche des Terrains daselbst eine ganz namhafte Senkung erlitten, ohne durch sichtbare Risse oder Trennungen davon Zeugnis zu geben. Vom Beginne der messenden Beobachtung an, das ist vom 12. Februar 1882 bis zum October 1887, beziehungsweise Jänner 1888, zeigt: Punkt 8 66 mm.

„ 6 30 „ und

„ 10 47 „ Setzung.

Der Betrag der Senkungen vor dem 12. Februar 1882 ist nicht mehr festzustellen und konnte daher in die obigen Angaben nicht einbezogen werden. An den Punkten 2, 3 und 11 sind keine Bewegungen wahrzunehmen. Zunächst des Risses war die Bodensetzung am grössten, landeinwärts zu nahm dieselbe ab.

Als besonders lehrreich kann der vorliegende Fall deshalb gelten, weil bisher solch kleinen Terrainbewegungen ohne sichtbaren Trennungen wenig Aufmerksamkeit geschenkt wurde und von diesbezüglichen, nun messbar nachgewiesenen Veränderungen überhaupt meist bloss vermuthungsweise die Rede war. Hier soll es mit der Konstatirung der Thatsache sein Bewenden haben und behalte ich mir vor, bei anderer Gelegenheit und anderer Stelle darauf zurückzukommen.

\*) Ich habe diesbezüglich der Sicherheit halber besonders angefragt.

Schlammiger Seegrund selbst wird übereinstimmend mit den Uferhalden nur ein unsicheres Auflager geben und haben Bauten auf solchem mit der Bedenklichkeit des Materiales der Sohle in hohem Grade zu kämpfen. Als Beispiel kann der 1100m lange Seedamm für Strasse und Bahn von Rapperswil nach Pfäffikon gelten, dessen Baugeschichte wir Folgendes entnehmen: „Die Beschaffenheit des Seegrundes an der Baustelle ist trotz der auf eine feste Moräne deutenden grossen Findlinge eine ziemlich ungünstige. Unter der obersten Schlammsschicht folgt eine Kiesbank, welche an sich dick genug ist, um bei breiter Unterlage Damm und Brücken zu tragen. Darunter folgt sodann wieder schlammiges Material in bedeutender, jedoch unbekannter Mächtigkeit, dessen festere Unterlage auch die längsten, theilweise über 15 m langen Pfähle nicht zu erreichen vermochten.“\*)

Der Damm bestand aus, zwischen Trockenmauern gefasster Schotterfüllung. Es traten bedeutende Setzungen, selbst Rutschungen ein, ein Vorgang, der in ähnlicher Weise auch von den Molibauten der Meeresküsten bekannt ist.

Wir sehen daher allenthalben das Bestreben, solchem unberechenbaren Zufälligkeiten ausgesetzten Baugrunde thunlichst auszuweichen. „Das Tracé der schweizerischen Nationalbahn Etzweilen—Konstanz ist im grossen Ganzen von der Natur fixirt und hat hier die richtige Mitte zwischen dem wenig tragfähigen Seegrund und den Rutschlehnen am linken Ufer des Untersees zu halten.“\*\*)

### Rutschungen und Schlammströme.

Wir haben bisher nur von kleineren Setzungen gesprochen, wo entweder nur ein Zusammendrücken der Massen oder ein geringes Ausweichen sichtlich ist, ohne dass die Grenze des Zusammenhanges der Massen überschritten und eine vollständige Abtrennung und Versenkung des Terrains angenommen wird.

Geht der Prozess noch weiter, so kann in vielen Fällen ein Abreissen oder Abdrücken erfolgen und die Massen fliessen sodann mehr oder weniger rasch bis auf flachere Seegehänge, oder bis in den Seeboden ab und auf demselben je nach Umständen noch weiter fort.

Da der thatsächlich sichtbare Theil dieser Bewegungen sich auf die geringen Vorkommnisse über dem Seespiegel beschränkt, die Vorgänge unter Wasser sich zumeist der Beobachtung entziehen, letztere überhaupt meist sehr mangelhaft sind, so hat man nicht selten im Drange nach Erklärungen zu Hypothesen gegriffen, die den Mangel an Beobachtungen ersetzen sollten. Dabei hat man sich nicht etwa an Ereignisse erinnert, die am Lande vorgekommen und als Anbindepunkte dienen konnten, sondern hat sich ganz neue Theorien konstruirt und ihnen zuliebe den Thatsachen oder wenigstens ihrer Deutung Gewalt angethan.

Es ist dies um so bedauerlicher, als dadurch lange Zeit ganz falsche Vorstellungen hervorgebracht, und in

viele Publikationen der Erdkunde und Technik blosser Vermuthungen als Thatsachen eingeschmuggelt wurden.

Das Abreissen von See-Ufern war, wie bereits eingangs erwähnt, schon im Mittelalter bekannt, doch gab erst die Katastrophe von Horgen Anlass, derlei Vorkommnissen näherzutreten.

Wie das immer bei solchen Gelegenheiten der Fall ist, wo die beteiligten Interessenten einen beträchtlichen Schaden erleiden, hat man auch hier nicht ausserdem noch bedeutende Auslagen für Sondirungen, Schachtabteufen, Bohrungen in grösserem Umfange u. s. w. haben wollen und behalf sich daher, so gut oder so schlecht es eben ging, mit den spärlichsten Aufschlüssen und dem Lokalaugenscheine.

Wenn wir in vielen Punkten uns nicht auf den Standpunkt jener stellen konnten, die den Bericht und das Gutachten\*) über die Veranlassung und die Ursachen des Uferabbruches abgaben, so ist doch ihre gewiss mühevollen Arbeit eine sehr dankenswerthe gewesen, weil damit die Diskussion eröffnet wurde und auch viele Anhaltspunkte für die richtige Beurtheilung im besagten Gutachten zu finden sind. Wir geben im Folgenden die wesentlichsten Daten aus demselben und behalten uns vor, zugleich Einzelnes herauszuheben und zu beleuchten.

Die Station Horgen der linksuferigen Zürichseebahn musste an den See gelegt werden und traten zuerst beim Bau am 9. Februar und am 12. Juni, und sodann nach der Betriebseröffnung am 22. bis 24. September 1875 Absatzungen des hart am Ufer liegenden Stationsplanums ein.

Der untere Theil der Station, km 17.1—17.3, (Situation auf Tafel V, Querprofile auf Tafel IV), von welchem vorher mehrere Häuser entfernt wurden, ist um 0.4—0.6 m durch Aufdämmung erhöht worden; die Kubatur betrug 7950 m<sup>3</sup>. Gegen den See stand eine auf Steinwurf fundirte Trockenmauer ohne Pfählung mit zusammen 1250 m<sup>3</sup>; bei niedrigstem Wasserstande konnten die Uferbauten beinahe überall im Trockenen fundirt werden. Diese Arbeit war anfangs 1875 vollendet.

Bei km 17.295 stand vor dem Bau links der Bahn ein dreistöckiges, massives, mit gewöhnlichem Bruchsteinfundament versehenes Haus sammt einem vielfach mit grossen Quadern überdeckten Steinmetzplatz davor. Dieses Haus wurde nebst anderen beseitigt, der Steinmetzplatz geräumt und ein seichter Anschnitt hergestellt. Das zweistöckige Aufnahmegebäude stand auf durchschnittlich 15 m unter Schwellenhöhe eingerammten Piloten. Die Auffüllung der Partie km 17.34—17.6 mit 12 000 m<sup>3</sup> wurde hauptsächlich zu Anfang des Jahres 1875 vollzogen.

Am 9. Februar 1875, als die Anschüttung letzterer Strecke nahezu fertig war und deren Böschungsfuss schon die hergestellte Mauer erreicht hatte, stürzte in der Mittagszeit Mauer sammt Anschüttung in den See. Die Tiefe des See's in der Bahnachse betrug sofort 7 m, während vorher die Auffüllung rund 2 m über dem Seespiegel stand; mit-

\*) Seedamm in Rapperswil in: Die Eisenbahn, Bd. IX, 1878.

\*\*) Beschreibung der schweizerischen Nationalbahn. Die Eisenbahn, Jahrgang III, 1875, pag. 165.

\*) Bericht und Experten-Gutachten über die im Februar und September 1875 in Horgen am Zürichsee vorgekommenen Rutschungen. Die Eisenbahn, Bd. IV, Nr. 13 und 14.



hin war die Auffüllung, beziehungsweise der Seeboden, um  $7 + 2 = 9\text{ m}$  gesunken. \*)

Durch eingerammte Probepfähle erreichte man in 15 bis 20 m Tiefe eine „absolut feste, nach dem See geneigte Schicht“.

Da das Rammen sehr schwierig und höchst langsam von statten ging, so wollte man daraus schliessen, „dass nicht eine Abrutschung des Gesamtkörpers, sondern mehr ein Verdrängen von weicheren Schichten möchte stattgefunden haben.“ Daher nahm man denn ohne Bedenken die Wiederanschüttung vor, die auch bis zu einer gewissen Uferlinie sich als haltbar erwies; was darüber hinaus angeschüttet wurde, versank immer wieder. Auf der in Rede stehenden Partie waren vor der Rutschung  $12\,000\text{ m}^3$  aufgeschüttet worden bei fast 3 m Mächtigkeit, was einer Mehrbelastung von  $5\text{ t pro m}^2$  Grundfläche, oder von  $0.5\text{ kg pro cm}^2$  entspricht, was hinreichend war, um die Bewegung einzuleiten.

Da man nach dem Einbruche die Rollwagen 7—8 m unter der Wasseroberfläche „auf fast horizontalem Grunde, ohne starke Verschiebung gegen den See“ aufrecht stehend fand, folgerte man, jedoch nur für den oberen Theil ganz richtig, dass eine Vertikalbewegung stattfand. Weiters heisst es nun: „Nur wenige Holzstücke, die erst einige Zeit nachher weiter im See draussen wieder emporstiegen, liessen erkennen, dass für die unteren Schuttschichten auch ein seitliches Abrutschen gegen die Seetiefe stattgefunden haben musste.“

Erinnern wir uns an ähnliche Bodenbewegungen ausser Wasser, z. B. bei Dämmen, so zeigt sich nach dem Abriss oben an der Randkluft eine Vertikalbewegung, die sich allmählig nach dem Ausgehenden in der Tiefe zu in eine nahezu horizontale — bisweilen sogar aufsteigende — umsetzt. (Vergl. die schematische Fig. 5, Tafel III.) Diese Schaukelbewegung ist eine bei Dammrutschungen so allgemeine und die konkave Abrissfläche durch Schlitzanlagen schon so oftmals konstatiert worden, dass es wohl überflüssig ist, hier einen besonderen Nachweis ihres Vorkommens zu führen. Gar nicht selten bleibt die obere Fläche  $p_1$  (Fig. 5, Tafel III) des zerrütteten, von Rissen durchzogenen Materiales nahezu horizontal oder wenigstens ist das Maass der Tieferlage von  $l$  gegenüber dem Punkte  $p$  ein so geringes, dass mitbetroffene Bahnfahrzeuge aufrecht stehen bleiben.

Statt nun im vorliegenden Falle aus Analogien vom Lande und dem vorcitirten „seitlichen Abrutschen“ auf ähnliche Vorgänge in den Seetiefen zu schliessen und zu sagen: Durch die geringe Tragfähigkeit des Haldenmaterials anlässlich der bedeutenden Mehrbelastung und vielleicht noch anderer nicht bekannter Umstände trat eine Rutschung im Ufergehänge ein, die sich im Vertikalabsinken oben und dem Hinausdrängen unten, letzteres aus dem Zutagekommen der Holzstücke von der Pilotage ersichtlich, bemerklich machte, griff man zu diversen Kombinationen und konstruirte sich eine „weiche, mehrere Meter starke Schlammmasse“, die Niemand gesehen. Ich habe nie begriffen, warum man eigentlich diese „weiche Masse“ sich erdacht hat, da ja doch aus-

reichen muss, darauf hinzuweisen, dass im Feuchten oder gar im Wasser sandige, schuttige, thonige oder mergelige Materialien ganz ohne Widerrede viel weniger tragfähig sein müssen als am trockenen Lande. Wenn man überdies bedenkt, dass die ausgewichenen Massen zum Theil von Bächen oder vom See, zum Theil durch künstliche Auffüllungen früherer Zeiten aufgebaut wurden, so mag in einem solchen Zustande der geringste Anlass zu einer Terrainbewegung genügen. Belastungen solcher Massen werden, ähnlich wie am Lande, Komprimierungen, Risse, sodann Eindringen von Wasser von oben oder seitlich ermöglichen und die Tragfähigkeit stark reduzieren. Aus vollständig gleichartigem Materiale geschüttete Dämme halten bis zu einer gewissen Höhe anstandslos. Werden höhere Dämme daraus versucht, so fangen dieselben an, sich unten auszubauchen, weil die unteren Schichten die Last nicht mehr tragen.

Ist ferner eine Absitzung, wie sie in Figur 5, Tafel III, schematisch skizzirt ist, eingetreten, so wird sie nach einiger Zeit zur Ruhe kommen und der ganze Rutschkörper auf der Trennungsfläche ruhig bleiben. Schub oder Druck von oben, Widerstand von unten, und Reibung auf der Trennungsfläche halten sich das Gleichgewicht, und der Betrag der Absitzung ist hievon abhängig.

Aus Aufnahmen ergab sich, dass auf 60 m Entfernung von der Bahnachse ein Abtrag des Gehänges stattgefunden und dass weiters zwischen 60 und 260 m Entfernung bis auf die Cote 318 m über dem Meere eine Erhöhung resultirte. (Vergl. die See-Uferprofile km 17.5 vor dem 12. Juni auf Tafel IV.)

Es ist dies ein Ergebnis, welches vollkommen im Einklange mit der Rutschungserscheinung steht: die Erhöhung unten auf der Uferhalde entspricht der oben entstandenen Lücke.

Wenn daher der Expertenbericht, pag. 180, im Nachhange zu dem Vorstehenden sagt, „dass das Gewicht der neuen Aufschüttung eine weiche Unterlage seitlich hinausquetschte, bis die neue Aufschüttung auf festeren Grund zu liegen kam“, so kann demzufolge dem oben Gesagten ebensowenig beigepröflichtet werden, als der unmittelbar darauf folgende Behauptung: „Es muss somit in der Tiefe eine weichere Schuttmasse von etwa 8—9 m Dicke gelegen haben“.

Der „festere Grund“ ist petrographisch dasselbe Material, welches ausgewichen ist, das jedoch unter bereits geringerer Belastung des stehengebliebenen Landstreifens standfest blieb. Im Schlusssatze wird augenscheinlich aus dem zurückgelegten Wege des versinkenden Bodens auf die Mächtigkeit der „Schlammmasse“ geschlossen: Wäre der abgerissene Terraintheil um mehr oder weniger gesunken, so würde die Stärke entsprechend vergrößert oder verringert angegeben worden sein. Die Haltlosigkeit dieser Behauptung, welche in ebenem Terrain auf See- oder Moorgründen, wo die Senkungen von eingebrachten Aufschüttungen in Beziehungen zu dem nach beiden Seiten verdrängten Schlamm stehen, zutreffend sein würde, für den vorliegenden Fall erhellt aus dem früher Gesagten und durch einen Blick auf die schematische Fig. 5, Tafel III,

\*) Im Bericht, pag. 178, steht offenbar irrthümlicher Weise blos 6 m.

wonach es für die Grösse der Senkung vollkommen gleichgiltig ist, ob mehrere Meter oder bloss Millimeter starke Rutschschichten vorhanden sind.

Nicht minder sonderbar muthet der vorhergehende Satz an: „Wenn bei einer Rutschung im Schuttmaterial die Böschung abnimmt, ist die Ursache — soll wohl heissen Veranlassung — oben zu suchen; nach diesem Lehrsätze gäbe es beispielsweise niemals Schuttbewegungen von Lehnen durch Wildbachunterwaschungen.

Wie bereits angeführt, hielten sich die Wiederaufschüttungen nur bis zu einer gewissen Uferlinie. Eine grössere Abrutschung seewärts derselben und 6 m hinter die damalige Bahnachse greifend, fand am 12. Juni 1875 statt. (Situation Tafel V.) Aus vorgenommenen Profilaufnahmen bis auf den Seegrund ergab sich, dass nicht bloss der am Seegehänge abgelagert gewesene Auftrag vom 9. Februar verschwunden sei, sondern dass der ganze Abhang bis zum Seegrund weit über Käpfnach hinaus einen grossen Abtrag erlitten habe.

Ein einschlägiges Beispiel vom Lande führen wir nachfolgend an: Beim Bau der Karpathen-Auffahrtsrampe Vidrany-Lupkow der ersten ungarisch-galizischen Eisenbahn wichen die Dämme sammt Untergrund aus; nachdem reichlich überschüssiges Materiale von Tunnelvoreinschnitten zur Verfügung stand, so versuchte man auf einzelnen Punkten durch lange währende Nachschüttungen die Dammherstellungen schliesslich doch zu ermöglichen; indessen geriethen immer grössere Terrainabschnitte bis weit hinab in's Thal in Bewegung und musste man schliesslich mit der Auffüllung aufhören und in anderer Weise Abhilfe schaffen.

Die Schüttungen in den See, die fortwährend wieder abrutschten, mussten nothwendigerweise die vom 9. Februar herrührende unterseeische Auftragsmasse weiter schieben und drücken, so dass dieselbe schliesslich sammt den neu aufgebrachten Massen mit Wasser sich mengend schlammartig in den Seeboden abfloss, dabei die wahrscheinlich sehr losen Massen des Gehänges leicht in Mitleidenschaft ziehend.

Während bei dem Vorfalle des 9. Februar sich die Böschung bis in 240 m von der Bahnachse von 31% auf 27% verminderte, hat bei den Rutschungen im Frühsommer die Böschung zugenommen“ und sagt bezüglich letzterer das Gutachten weiter: „Die Ursache der Rutschung ist in einer übermaximal steilen Böschung unten, da wo der Abtrag am stärksten war, zu suchen. Dort unten begann der Schlamm, der auf dem Gehänge ruhte, abzufließen und das Abrutschen verlängerte sich rückwärts nach oben; die oben sichtbare Versenkung war diesmal eine sekundäre Folge der übersteilen Böschung unten.“

Es zeigen nämlich alle nach dem 12. Juni aufgenommenen Profile ausserhalb 220 m von der Bahnachse einen bis zu 100% steilen Absturz von einer Höhe von 30 m. Danach soll dem Ereignisse vom 9. Februar die Rolle des Anstosses zukommen. Nach dem 9. Februar versanken 27 400 m<sup>3</sup>.

Die im äusseren Theile der Versenkung vom 9. Februar nach derselben eingerammten Probepiloten II bis P, die nach dem, was sich zeigte und was später noch vorgeführt wird, wohl nur auf einer komprimierten Schichte

fassten — und nicht auf Fels, wie man anfänglich geneigt war zu glauben — hoben sich anfänglich, als die Fläche 20–50 m landeinwärts von den äussersten Pfählen aufgefüllt wurde, und zwar die äusseren mehr als die inneren. Daraus folgert die Expertise a. a. O., pag. 181, dass die „weiche Schuttmasse“ tiefer lag, als der harte Grund der Pfähle und dass dieselben im vorderen Theile der hinten abgebrochenen und dort zuerst hinuntergedrückten festeren Lagen über der Schlammmasse ruhten und dadurch sich ihr anfängliches Steigen erkläre, während sie sinken mussten, sobald die Ausquetschung der „Schlammreste“ durch die vorschreitende Ausfüllung auch unter dem Grunde der Pfähle stattfand. — Jede Dammschüttung auf weichem Grunde erzeugt im anliegenden Terrain Aufwulstungen und sind solche oft auf weite Erstreckungen beobachtet worden, theilweise auch bei See-Ufern.\*) Solche durch die nachdrängenden Massen erzeugte Hebungen und jedenfalls Verschiebungen pflanzten sich anfänglich auf die Pfähle fort, bei dem Weiterschütten jedoch gelangte die ganze Masse infolge der immer mehr zunehmenden Belastung und Hinausdrängung gegen den See wieder zum Sinken.

Jener Theil der nochmals aufgeschütteten Partie, der zum Absitzen kam, verdrängte schliesslich so viel der abgerissenen Massen von der Trennungsfläche weg, dass eine dahinter liegende Strecke wieder festen Fuss fassen und dauernd erhalten bleiben konnte.

Der Unterschied in der Auffassungsweise der in Besprechung stehenden Vorkommnisse zwischen den Experten und uns besteht darin, dass erstere einen tiefgreifenden Abriss annehmen, wodurch der weiche Schlamm horizontal gegen den See hinausgequetscht wurde und danach die abgerissene Masse auf der festen, vom Schlamm frei gequetschten Unterlage zur Ruhe kam, während wir in allen Erscheinungen nur die einer langsamen Schaukel- oder Wogenbewegung ähnliche gewöhnliche Rutschung eines nicht tragfähigen Materiales sehen und keine Thatsache im ganzen Berichte finden, welche damit im Widerspruche stehen würde.

Die zweite Partie am unteren Ende der Station rutschte zuerst langsam und sodann rascher in verschiedenen Zeitintervallen vom 22. bis 24. September 1875, nachdem tagsvorher anhaltendes starkes Regenwetter bis zum Morgen des 22. eingetreten, schalenförmig in die Tiefe. Die Aufschüttungen waren, wie bereits erwähnt, daselbst sehr gering, zum Theile war sogar Anschnitt. Es standen dort auf Piloten: das Aufnahmsgebäude, der Güterschuppen und eine Kopframpe. Diese geringen Schüttungen mögen indes hier, wie an der vorigen Stelle, auf viel älteren künstlichen Aufschüttungen lagern. An drei gegen den See stehenden Seiten des Aufnahmsgebäudes versanken die anschliessenden Erdkörper knapp an der Flucht desselben bis vor das obere Ende des Güterschuppens. Es zeigten sich zwar in der hinteren Flucht der Gebäude auch Risse, zu denen sich später am 9. und 19. Oktober noch mehr landeinwärts auftretende Trennungen gesellten, allein es blieb im Ganzen bei einer Setzung des Gebäudes, dem später ein geringes

\*) Confr. Wagner: Beziehungen der Geologie zu den Ingenieurwissenschaften. Wien 1834, pag. 85.

Seewärtsgehen folgte. Mit dieser seitlichen Bewegung zeigten sich zahlreichere Risse, welche im Keller des Aufnahmegebäudes, dessen Boden 0.5 m unter dem Seespiegel sich befand, etwas Wasser durchsickern liessen. Das Gutachten verbreitet sich nun darüber in folgender Weise:

Das im Oktober 1875 gemessene Profil km 17.199 mit der Mitte Jänner 1876 erfolgten Aufnahme des gleichen Profils verglichen, hatte bereits unten die früher ange-deutete Veränderung des See-Abhanges erlitten, als am 30. Jänner der Septemberabriss im Gebiete des Profiles noch weiter gegen den Dampfschiffsteg (gegenüber dem Aufnahmegebäude) sich verlängerte. Diese Beobachtungen beweisen den Zusammenhang der Profilveränderungen in der Tiefe mit den Senkungen und berechtigen zu dem Schlusse, dass die gewaltige Veränderung des Seegehänges den an der Oberfläche sichtbaren Versenkungen vom September unmittelbar vorangegangen sei. Aus der Ähnlichkeit der Erscheinungen in der Tiefe und an der Oberfläche mit dem Ereignis vom 12. Juni darf man auf gleiche Ursachen schliessen. Betont wird auch hier wieder die „vollständig senkrechte Bewegung, soweit man sie an der Oberfläche sehen konnte“. Es heisst sodann weiter (pag. 191): „Als erst das auf zahlreichen Pfählen gegründete Aufnahmegebäude stehen blieb, während dagegen sich 10 m hinter demselben Risse bildeten, hatte es den Anschein, als würden die Pfähle, vom Gebäude belastet, den rückwärts gelegenen Boden vor dem Abrutschen schützen und als würde ein Abtragen des Gebäudes den Nachsturz auch dieses Bodenstückes zur Folge haben. Nach und nach aber setzten sich Aufnahmegebäude und Güterschuppen sammt dem angrenzenden Boden 0.3—0.4 m ziemlich senkrecht und ganz langsam, 1 bis höchstens 7 mm in 24 Stunden. Der scheinbar vollkommen feste Grund der Pfähle ist also nicht bewegungslos, die ausweichende Schlamm-masse muss wohl unter dem Pfahlgrund liegen. Dass das Bodenstück, auf welchem Aufnahmegebäude und Güterschuppen stehen, nicht auch noch versunken ist, kann seinen Grund allein darin haben, dass die unmittelbar vorangegangenen Versenkungen vor demselben und zu beiden Seiten festeren Boden in's Niveau der ausweichenden Schlamm-masse, welche an der Versenkung Schuld ist, derart angelagert haben, dass dem Schlamme der Ausweg verstopft wurde. Wäre die ausrutschende Masse höher gelegen als das Fundament der Pfähle, so müssten durch Wegnahme der Pfahlbelastung die Senkungen sich verstärkt haben, die Pfähle hinausgedrückt worden und der durch einen Riss abgegrenzte Boden nachgestürzt sein. Statt dessen hatte der Abtrag der Gebäude zur Folge, dass die Senkungen ihres Grundes fast ganz aufhörten; die Ausrutschung liegt also tiefer als die feste Bodenschichte, auf welcher die Pfahlspitzen ruhen. Das langsame Sinken während der Belastung durch die Gebäude kann seinen Grund darin haben, dass die Last an einigen Stellen, wo der Verschluss kein vollständiger war, die Schlamm-masse unter der Pfahlsohlenschicht seitlich ein wenig aus-zupressen vermochte. Dass das auf diese Weise erzeugte Sinken so gleichförmig war, zeugt für die grosse Beweglichkeit der diagnostizierten Schlamm-masse in der Tiefe.“

Wir können auch hier als primäre Ursache der Bewegung nur die geringe Tragfähigkeit des Materiales ansehen; ob die Belastung durch 9200 m<sup>3</sup> Steinwurf, Trockenmauer und Auffüllung allein ausschlaggebend war, oder ob das Abfliessen der Seegehänge mitbestimmend wirkte, wie die Experten annehmen und deren Möglichkeit zuzugeben ist, lässt sich nicht mit Sicherheit bestimmen. Ob ferner nicht auch das Wasser der in den See bei km 17.2 mündenden, sowie der unter dem Aufnahmegebäude befindlichen Schärbächli-Dohle lastvergrössernd oder reibungsvermindernd wirkte, lässt sich ebensowenig feststellen.

Die Bodenuntersuchungen in einem Schachte vor der „alten Kanzlei“ gegenüber km 17.25 und an der Strasse gegenüber km 17.35 ergaben in den oberen Lagen bis auf die Kote 405 m geneigte Schichten von scharfem Sand und grobem Kies, darunter ganz weichen Schlamm-sand, in welchem der Fuss sofort einsinkt und der an den genannten Punkten 5 m mächtig und nur von einer kleinen festeren Lage unterbrochen ist. Der Schlamm-sand wird gegen das obere Stationsende zu allmähig weniger weich. Auf der Cote 399.5 folgt fester Grund.

Nach unserer Ueberzeugung erfolgte der Septemberabbruch in konkaver Bruchfläche vor den Gebäuden, genau so wie jede andere Rutschung, und reicht die erstgebildete Trennungsfläche auf keinen Fall unter die Spitzen der Pfähle. Die eigentliche Abrutschung ging nur bis an die seeseitige und die beiden anliegenden Fluchten des Aufnahmegebäudes. Die anfänglichen Risse hinter den pilotirten Gebäuden erklären sich dadurch ganz zwanglos, dass durch die Abrutschung des ganzen Vorlandes gegen den See die im weichen Schlamm-sand steckenden Piloten von 15 m Höhe unter der Last gegen die freie Seite etwas ausweichen konnten und dadurch eine Senkung nahezu ohne Gebäude-risse ermöglichten. Erst später, als weitere Spalten landeinwärts auftraten und namentlich als schon das Wasser entweder vom See oder von der Dohle im Keller sichtbar wurde, fing eine seitliche Abweichung bis zu 9 cm an sich bemerkbar zu machen.

Also nicht deshalb, weil unter den Pfählen die „ausweichende Schlamm-masse“ vorhanden, trat die Senkung ein, sondern deshalb, weil es zu den ganz abnormsten Seltenheiten gehören müsste, wenn ein zweistöckiges Gebäude auf 15 m hohen, in weichem Materiale ohne besondere Verspannung steckenden und plötzlich seitlich freigewordenen Piloten nicht schädliche Bewegungen zeigen würde. Ferners hat das Stehenbleiben des Bodenstückes, auf welchem die Gebäude placirt waren, nicht darin „allein“ seinen Grund, dass der „Schlamm“ unter denselben nicht ausweichen konnte, sondern weil überhaupt die Bruchfläche noch seewärts knapp an den Gebäuden lag und die Senkungen derselben sammt anschliessendem Terrain durch das bereits erwähnte Nachgeben der fast freien Piloten statt hatten.

Alle angestellten scharfsinnigen Kombinationen, „dass durch Wegnahme der Pfahlbelastung die Senkungen sich verstärkt haben müssten, wenn die Rutschfläche höher als das Pfahlfundament,“ „dass dem Schlamme der Ausweg verstopft wurde“ u. s. w., erhalten dadurch nur einen theoretischen Werth.

Ebensowenig kann aus dem Ende November beendeten Abtrag der Gebäude, mit welchem auch die Senkungen fast ganz aufhörten, gefolgert werden, dass die „Ausrutschung“ tiefer liegt als die feste Bodenschicht, in welcher die Pilotenspitzen ruhen. Die Entlastung des Grundes hat hier ruhebringend gewirkt.

Auch an dieser Stelle wird, wenn auch mit einigen Schwierigkeiten, die unter einer festen Decke „verquetschte“ Schlammmasse aus der Absitzungshöhe auf ein ähnliches Mass, wie bei *km* 17·5, geschätzt.

Wir könnten noch Einiges anführen, wo wir die Ueberzeugung haben, dass den obwaltenden Verhältnissen ein ganz unnöthiger Zwang angethan wurde, doch glauben wir mit dem bisher Erwähnten abschliessen zu sollen. Nur eine kurze Bemerkung sei noch erlaubt, da dieselbe charakteristisch für die Ansichten der Experten ist. Im bezogenen Gutachten kommt pag. 193 folgende Stelle vor: „Das Stück *km* 17—17·1 ist wohl das Delta des Horgenbaches. Solche Delta bilden gewöhnlich einen festen Grund, weil durch die, lange Zeit andauernde Kiesauffüllung weicher Schlammgrund sich weniger leicht absetzt oder längst ausgequetscht ist, seitlich — im Versenkungsgebiete — aber um so mehr sich anhäufen konnte.“

Schon nach dem, was ich eingangs über die Experimente von Schlammabsätzen mittheilte, kann diese unrichtig angewendete „Ausquetschungstheorie“ nicht ganz stichhältig sein, da sich immerhin in tieferen ruhigen Lagen, selbst bei einer Steigung von 1 : 2 im Innern mehr als 60% Schlamm allein oder zwischen Sand und Geschiebe absetzen können. Ferner steht, was noch wichtiger, obiger Behauptung die Erfahrung gegenüber.

Gleichsam als Probe auf obigen Ausspruch stürzte dieser „feste“ Deltagrund zwei Jahre später, nämlich am 16. October 1877 in einer Länge von 70 *m* und 20 *m* grösster Breite in die Seetiefe. \*) Das Uferprofil zeigte ein Böschungsverhältnis von 1 : 2 auf 80 *m*

„ 1 : 5·5 „ 160 „

„ 1 : 4 „ 240 „

und ist dem Aufsätze in der unten citirten Zeitschrift: „in der raschen, sehr starken Abnahme des Wasserspiegels der Anstoss für die Abrutschung“ angenommen. Bedauerlicherweise liegen weder die Wasserstände des Zürchersees, noch ausreichende Grundwasser-Beobachtungen in Horgen vor, um eine Prüfung ähnlicher Ansichten durchführen zu können.

Immerhin jedoch erwähnt das Experten-Gutachten (pag. 194) von der Strecke bei 17·1 bis 17·2 *km*, in deren Nähe die obige Absitzung ohne sichtbaren äusseren Anlass eingetreten ist, dass daselbst ziemlich viel Wasser landeinwärts an der Oberfläche der Molasse abläuft. Bei 17·13 *km* findet sich 90 *m* einwärts der Bahnachse ein Brunnen, dessen Wasser bis zur Cote 409·0 *m*, also 2 bis 3 *m* über den Seespiegel steigt. Bei 17·2 *km*, 45 *m* von der Bahnachse ist aber der Wasserstand der Brunnen nur noch unmerklich höher als das Seeniveau und in der weiteren Partie schöpfen die Brunnen all' ihr Wasser

auf der Seehöhe. Dies sind allerdings Beobachtungen nach den Absitzungen.

Im Weiteren wird angegeben, dass nach der Versenkung bei 17·250 *km* eine Strecke wieder aufgefüllt wurde, welche wieder abrutschte und zeigte sich, dass hinter derselben das Wasser einer Dohle in den Boden sickerte. Nachdem dieses sorgfältig gefasst und abgeleitet wurde, blieb die Aufschüttung stehen. Auch von der beim Aufnahmsgebäude abgerissenen Dohle wird berichtet, dass das Wasser ziemlich lange Zeit in den Spalt selbst versickerte, allein trotzdem blieb das losgetrennte Bodenstück stehen. Wahrscheinlich änderte das Dohlenwasser wenig oder gar nichts an den vorher eingetretenen Verhältnissen, da ja vom See her in die entstandenen Risse Wasser eindringen konnte, was bei den früher erwähnten Auffüllungen nicht der Fall war.

Die Frage also über den Einfluss des Seestandes und der Grundwässer auf die Uferbewegungen muss vorläufig eine offene bleiben und ist man ihr auch durch die Beobachtungen nach der Zuger Katastrophe noch nicht näher getreten. Es ist jedoch einleuchtend, dass bei in labilem Gleichgewicht stehenden schwer durchlässigen Schlammssandmassen der Seeufer, eine namhafte, durch irgend welche Umstände hervorgerufene Differenz in den Wasserständen des Sees und des Grundwassers am Lande, somit ein ganz bedeutender Mehrdruck oder Zug des Landes gegen den See resultiren kann, der ein Auslösen von Massen zu bewerkstelligen im Stande ist.

Die bei sehr vielen Seen behufs Landgewinnung oft schon in sehr früher Zeit veranlasste bleibende Senkung des Wasserspiegels hat ja an vielen Orten Absitzungen bewerkstelligt und es ist theoretisch gerechtfertigt, hiefür nicht nur die Zunahme des Druckes vom Lande gegen den tieferen Seespiegel, sondern auch die Abnahme des hydrostatischen Gegendruckes gegen die Ufer in Rechnung zu stellen.

Wir gehen nun an die Vorführung eines zweiten lehrreichen Ereignisses: an die Absitzung des Quai Neuf in Vevey am Genfersee, den 11. Mai 1877.

Die thatsächlichen auf Sondirungen etc. begründeten Beobachtungen sind auch hier nur ziemlich spärliche. Doch bin ich dem Professor F. A. Forel in Morges zu Danke verpflichtet für die Ueberlassung des nur im Manuskript vorhandenen diesbezüglichen „Rapport à la Municipalité de la Ville de Vevey. Morges le 24. Mai 1877.“

Der Quai Neuf, woselbst eine auf Piloten fundirte Kaimauer, hinter welcher die nöthige Aufschüttung aufgebracht wurde, in die Tiefe gesunken ist, befindet sich zwischen der auf Bachalluvium (torrents Alluv.) der Veveyse liegenden Stadt und dem See am Rande des Deltas. Der Boden von Vevey besteht vollständig aus Bachalluvium.

Aus dem Eindringen der Piloten beim Kaibau hat man auf vier durchstossene im Profil 9, Tafel III, schematisch angedeutete Terrainlagen geschlossen, und zwar auf:

A. Eine Alluvialschicht von Sand und Kies zum Theil Gerölle in einer mittleren Mächtigkeit von 1·5 *m*, leicht durchdringlich.

\*) Confr. Die neuesten Terrainsenkungen in Horgen. Die Eisenbahn, Bd. VII. Jg. 1877. pag. 135.



B. Einen festen schwer durchbohrbaren Thon von 1.8 m Dicke.

C. Eine Schichte von geringerer Dichte, wo die Pfähle mit grösserer Schnelligkeit als in der vorherigen eindringen; dieselbe ist bezüglich Zusammensetzung identisch mit der ersten Schichte und hat eine Stärke bis 1.5 m.

D. Eine harte Lage ähnlich der zweiten, wenn man nach der Schwierigkeit des Rammens urtheilt, in welcher die Pfähle 2.8 bis 4.0 m eingedrungen sind.

Nach dem Abbruch des Kais in die Tiefe zeigten sich Piloten auf der See-Oberfläche schwimmend, an welchen Folgendes zu beobachten war:

1. Der Pilotenschuh trug Kies und Sand des Alluviums der Veveysse durch Eisenoxyd als Bindemittel verbunden.

2. Eine gewisse Anzahl der Piloten zeigten ihren Schuh zerissen und das Holz gespalten.

3. Eine ziemliche Zahl der Pfähle wies einen glatten Querbruch auf, und zwar einige Meter oberhalb des unteren Endes.

4. Von einigen Pfählen schwamm das untere, mit dem Eisenschuh versehene Ende an der Oberfläche des Wassers.

Herr F. A. Forel liess am 19. Mai desselben Jahres eine Serie von Bohrungen (dragages) ausführen, deren Ergebnisse sich in die beiden Punkte zusammenfassen lassen:

a) Oberhalb der Abrutschung, sowohl im Westen als im Osten der Rutschrinne besteht der Boden aus schlammigem Sand: dem normalen See-Alluvium.

b) In der Abrutschrinne (le ravin) selbst besteht der Boden aus dem Alluvium der Veveysse ohne Vorhandensein von Schlamm.

Das aus Bachalluvium bestehende Delta der Veveysse besteht aus verwaschenen Sanden, Kies, groben Geröllen in mannigfachem Wechsel und grossen Blöcken, Alles in Schichten mit einer Neigung von 30—40° abgelagert. Diese geneigten Lagen sind durch nahezu horizontale Schichten bedeckt, die sich in der Masse ablagern, als sich die Mündung von der Wurzel des Deltas entfernt.

Das Alluvium der Veveysse hat aufgehört seinen Schuttkegel vor der Stadt Vevey auszubreiten, dagegen aber hat das Alluvium des Sees, der Seeschlamm — an den Ufern mehr als draussen im offenen See — sich fortgebildet und allmählig einen äusseren Mantel auf dem älteren Delta erzeugt.

Am Genfersee bezeichnet man mit „beine“ die Zone des die Küste umsäumenden See-Alluviums, wo das Wogenspiel sich bethätigt mit einer je nach den Küsten-Regionen des Sees wechselnden Tiefe von 3—6 m unter dem mittleren Wasserspiegel. Die vor der „beine“ liegende, 30 bis 50° geneigte Böschung der See-Alluvion bezeichnet man als „mont.“ (Vergleiche die schematische Skizze Figur 8, Tafel III.)

Die Sondirungen (dragages) auf der „beine“ zeigten an der Oberfläche, da wo die Wogen sich noch bewegen können, einen mehr oder weniger groben Sand und da wo Wasserpflanzen den Grund schützen, Schlamm. Auf der Böschung fand sich ausserordentlich feiner Schlamm. Diese

Verhältnisse sind in anderen Regionen des Sees, wo die Böschung weniger steil ist, viel leichter zu studiren. Zum Beispiel vor dem Quai Sina bei Vevey oder in Morges.

Forel glaubt nun in der von den Piloten des Quai Neuf zuerst durchdrungenen Schichte A See-Alluvium, hingegen D als Alluvium der Veveysse annehmen zu können und stützt letztere Annahme auf die Thatsache des Vorkommens von an den Spitzen der Piloten haftenden Sanden und Kiesel, der Schwierigkeit des Rammens und auf theoretische Gründe der Wahrscheinlichkeit, da das See-Alluvium auf dem Bachalluvium aufruht. Ueber die Provenienz der anderen beiden Schichten B und C stellt Forel drei Hypothesen auf, ohne jedoch einen bestimmten Anspruch zu wagen.

In Figur 9, Tafel I, ist ein schematisches Profil am versunkenen Quai Neuf zur Darstellung gebracht. Der Einbruch am 11. Mai war die Folge einer Trennung in der Schichte C. Als Beweis dafür gilt der glatte Abbruch der Piloten in einer Höhe von 2—4 m von der Spitze, was im Einklange steht mit der Tiefe, bis zu welcher dieselben in die feste Schichte D eingerammt waren. Sodann glaubt Forel noch einen zweiten Einriss in der Schichte D annehmen zu müssen, weil die festgekeilten Spitzen der Piloten mit ihren 8—10 Kilo schweren Eisenschuhen zu Tage gekommen sind und auf der Oberfläche des Sees sichtbar wurden.

Ohne die Möglichkeit letzterer Annahme zu bestreiten, muss jedoch hervorgehoben werden, dass durch den Abrutsch in der Schichte C oder darüber nicht nothgedrungen alle Pfähle völlig abgeschnitten werden mussten, sondern recht gut zu denken ist, dass eine Reihe von solchen durch landseitige Pressung förmlich niedergelegt und herausgezerrt wurde.

Forel muthmasst schliesslich über die Gründe der Absatzung: Die Schichten von so verschiedener Beschaffenheit, wie oben angegeben, unmittelbar übereinanderlagernd mit einer Neigung von 30—40°, die geringe Kohäsion einer dieser Schichten, und zwar des See-Alluviums, das in hohem Grade alle Eigenschaften der zu Rutschungen geneigten Molasse darbietet, endlich die Belastung dieser Schichten durch die Mauer und Schuttanfüllung eines Kais, Alles das zusammen bietet genug Vorbedingung zur Entstehung einer Rutschung an der Berührung von See- und Bach-Alluvium. Er sieht somit in dem Ereignis mehr oder minder eine Bewegung nach Schichtflächen und betont ausdrücklich, dass er damit nur eine glaubwürdige Hypothese aufgestellt haben will; Thatsachen oder Beobachtungen lassen sich hiefür keine finden.

Ein weiteres hieher gehöriges Beispiel ist die Versenkung einer Steinbruchhalde nächst Rinnbach bei Ebensee am Traunsee zu Anfang September 1885.

Am südöstlichen Ende des nord-süd gestreckten Sees münden als die wichtigsten Wasserläufe die Traun und der Rinnbach in denselben. Wie an vielen anderen Seen, so haben auch hier die Zuflüsse des ehemals längeren Seebeckens dasselbe wesentlich durch Alluvionen verkürzt, welche sich heute als breite Ebene südlich von den Ortschaften Ebensee und Rinnbach ausdehnen. Ein Blick auf

die geologische Karte zeigt das weit vorgeschobene Delta des nahe an der Felswand des rechten Traunsee-Ufers eintretenden Rinnbaches. Das rechte Seeufer zeigt bis über das Karbachdelta hinaus Lias-Kalke, die so steil in den See abfallen, dass dasselbe mit Ausnahme des Stückes vom Rinnbach bis zum Steinbruch der Ebenseer Sodafabrik unzugänglich ist. Der schmale flache Ufersaum ist jüngster Bildung zum Theil auch durch Ausschüttung von dem Abraum dortiger Steinbrüche dem See abgerungenes Land.

Ueber das Versinken des vor dem obenerwähnten Steinbruch befindlichen zum Theil älteren Plateaus hat A. Köstlin berichtet und folgen wir im Nachstehenden seinen Ausführungen\*), wobei wir bezüglich der Einzelheiten auf den bezogenen Aufsatz hinweisen.

Vor dem Steinbruch war in früherer Zeit, anschliessend an die sehr steil aus dem Seegrund aufsteigenden Felsen ein kleines Plateau angeschüttet worden, welches nun für stärkeren Bruchbetrieb durch weitere Anschüttung mit felsigem Material in den See hinein erbreitert und verlängert wurde. Im Steinbruch kam eines Nachmittags eine grössere Massensprengung von ein paar hundert Kubikmetern mit einer Mine vor und war darnach das Plateau mit Steinen überdeckt, darunter ein Riesenblock als unzertheilte Hauptmasse. Zwei Stunden später hat der See die Halde sammt dem Gestein verschlungen. An Stelle der Halde zeigten sich die blossgelegten alten Felswände steil aus unsichtbarer Tiefe emporsteigend. Der Abbruch ging entlang des Felsufers nach Süden in das alte Rinnbacher Flachufer hinein, um sodann in dem dort seichterem Seegrund im grossen Bogen ausgreifend, nach Norden wendend in der Tiefe sich den Blicken zu entziehen. Die Masse ist wahrscheinlich nordwärts und in grosse Tiefe gerutscht. Das Vorhandensein eines „lettigen Sedimentes“ war an Ort und Stelle oberflächlich sichtbar. Dasselbe mag das Ausweichen der Steinbruchhalde wesentlich begünstigt haben. Impulse der Bewegung waren: die plötzliche, wuchtige Last der aufgestürzten Steintrümmer nebst der hierbei aufgetretenen Erschütterung.

Eine grössere Wellenbewegung über den See, wie eine solche bei dem Niedersturz einer bedeutenden Felspartie am 18. Mai 1888 stattgefunden hat und worüber die Tagesblätter von zerstörten Schiffs- und Badehütten und gesunkenen Schiffen zu berichten wussten, scheint anlässlich dieses Absturzes nicht erfolgt zu sein.

Am 21. März 1888 verschwand der 50 m lange Holzlandungsplatz von Millstatt (Kärnten) sammt der neuen Landesstrasse im Millstättersee, so dass sich an der betreffenden Stelle sofort eine Wassertiefe von 5—6 m zeigte.

Wir kommen nun zu einem Ereignis, welches einerseits durch die Furchtbarkeit seines Auftretens, andererseits durch die umfassende Beobachtung der obwaltenden Verhältnisse erhöhte Aufmerksamkeit verdient; ich meine die Katastrophe von Zug am 5. Juli 1887. Man hat dort auf Grund von systematischen Beobachtungen und Sammlung von Aussagen glaubhafter Zeugen bereits ein Bild gewonnen, welches die Zuhilfenahme von Hypothesen thun-

lichst ausschliesst. Viele frühere Anschauungen von ähnlichen Ereignissen müssen jedenfalls dadurch geklärt werden. Wir wollen uns daher an der Hand des Expertengutachtens\*) nicht versagen, die uns wichtig scheinenden Momente hervorzuheben. Bevor wir jedoch an das in Behandlung zu ziehende Vorkommnis herantreten, wollen wir noch einen kurzen Blick auf die Vergangenheit der dortigen Seeufer werfen.

Schon in den einleitenden Sätzen wurde der Abrutschungen in den Jahren 1435 und 1594 gedacht, wobei der letztere Abriss den „hinterer unterer Seeliken“ genannten Theil umfasste und die laut der Situation auf Tafel VI in circa 34 Meter Seetiefe ersichtlichen hügelartigen Erhöhungen vor Seeliken, als das Ablageungsgebiet desselben angesehen werden.

Die Kaianlage oder vielmehr der Steindamm Platzwehrenkopf war auf Faschinen fundirt, die mit Kies und Steinen eingeschüttet und mit Pfählen gehalten wurden. Der Damm musste ein zweites Mal aufgeführt werden, hat sich aber, wie noch heute zu sehen, wieder erheblich gesenkt.

Kehren wir nun zum eigentlichen Gegenstand zurück und erläutern wir vor Allem die Umstände, die mit dem Bau des neuen Kais zwischen dem Platzwehrenkopf und dem Schützenhaus verbunden waren. Im Jahre 1881 in Angriff genommen, sodann nach Unterbrechung 1883 neuerdings mit Pfählung und Mauerung fortgesetzt, zeigten sich 1884 an einer Stelle einer Mauer vor der mittleren Vorstadt Senkungen und Risse, die zur Berufung der ersten Expertise veranlassten. Die Länge der im Bau begriffenen Strecke betrug 240 m und ungefähr dieselbe Länge hatte der noch nicht begonnene Theil.

Das Gutachten der Experten gipfelte nun vornehmlich darin, dass, nachdem die tiefgehende Pilotirung für die Mauer und damit die Lastübertragung auf tiefere Schichten durch die nothwendige Herstellung der Steinwürfe, insbesondere aber der Hinterfüllungsmasse der Mauern, wider Erwarten nicht genüge, die nur einseitige Belastung oben vermieden werden müsse und dass die Arbeiten am untern ebenen Theil des Seegrundes mit der Anschüttung eines Vordammes beginnen müssen; ferner wurde ein sorgfältiges Sammeln und Ableiten aller ober- und unterirdisch nach dem See fliessenden Wasserläufe als nothwendig empfohlen.

Man hoffte jedoch auch ohne Ausführung dieser kostspieligen Maassregeln durch erhöhte Vorsicht zum erwünschten Ziele zu gelangen und setzte die Bauarbeiten fort. Der Kai war zur Zeit des Absturzes in einer Länge von 200 m vom Regierungsgebäude gegen den Dampfschiffsteg vor der Restauration Spillmann gänzlich vollendet, während die übrige Strecke noch in Ausführung stand. Sämmtliche Pfähle waren geschlagen und vor dem Dampfschiffsteg zwei Drittel des Steinwurfes, sowie ein grosser Theil der Auffüllung fertig. Jenseits des Steges war auf 100 m Länge ein Drittel des Steinwurfes eingebracht, im

\*) Ein versunkener Steinbruch. „Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines“, X. Jahrgang, pag. 304—305.

\*) Die Katastrophe von Zug am 5. Juli 1887. Gutachten der Experten Prof. Dr. A. Heim, Ober-Ingenieur R. Moser, Dr. A. Bürkli-Ziegler. Zürich 1888.

Reststück das Betonfundament über dem Steinwurf hergestellt und Mauer nebst Auffüllung zum Theil begonnen und vollendet.

Das Einbrechen des Ufers am 5. Juli 1887 machte sich zuerst 3 Uhr 20 Minuten durch Sinken eines Gerüsts für die Kaimauer bemerkbar. Um 3 Uhr 35 Minuten versanken die ersten Gebäude und eine halbe Stunde später kamen etwa 100 m ausserhalb des Kairandes die Kaimpfähle plötzlich frei über Wasser. Die Risse im Boden nahmen immer mehr zu bis um 6 Uhr 55 Minuten unter gewaltigem Krachen der in der Situation Taf. VI angedeutete Ufertheil bis über die Vorstadtgasse, sammt allen darauf stehenden Gebäuden in einem fast vertikalen oder doch sehr steilen Sinken 7 bis 8 m tief niederbrach. Die Pfähle der Kaimauer kamen 200—300 m vom Ufer entfernt vertikal über Wasser emporgeschossen.

Es hatte selbstverständlich vorher nicht an Anzeichen der Bewegung gefehlt, so insbesondere war die Thür eines Hauses, welches versunken, seit der Pilotage für die Kaimauer, um etwa 8 cm gesunken; in einem andern versunkenen Gebäude klagten die Hausleute, dass Wasser im Keller erscheine, weil die Mündung der kleinen trocken gemauerten Abzugsdohle durch das Aufschüttungsmaterial des Kaibaues zugeschüttet worden sei. In einem andern Hause, welches früher stets trockenen Keller hatte, war derselbe stets feucht.

Die neu berufenen Experten ordneten sodann, um Anhaltspunkte für eine sichere Beurtheilung der Sachlage zu gewinnen, eine Reihe von Untersuchungen an, darunter Einschlagen von 12 Brunnenröhren zur regelmässigen Beobachtung der Gestalt der Grundwasseroberfläche, Bodenuntersuchungen durch Schächte und 7 Bohrlöcher, Einschlagen von 8 eisernen Pfählen zur Prüfung der Bodenfestigkeit, vollständig genaue Vermessung des Seegrundes, Nivellement der Oberfläche und der bestehenden Abzugsdohlen.

Die Bodenuntersuchungen ergaben, dass zu oberst festerer Schuttboden von wechselnder Beschaffenheit und  $1\frac{1}{2}$  bis 5, ausnahmsweise bis zu 7 m Mächtigkeit vorhanden ist. Zumeist liegt oben Humus oder künstliche Aufschüttung, dann folgen Kies und Sand. Unter dieser Decke kommt in grosser Mächtigkeit der bereits Seite 6 beschriebene Schlamm sand, Trieb sand, auch „Schlick sand“ vor. In denselben konnte in gewissen Tiefen der Drehbohrer nicht mehr vordringen und der Schlagbohrer blieb ebenfalls wirkungslos, weil es nicht möglich war, die Futterröhren durch den zähen unteren Theil hinabzutreiben. Ebenso blieben auch die Schlagröhren im festen Schlamm sand stecken. Der Übergang vom breiweichen zum festen Schlamm sand ist kein plötzlicher. Die Oberfläche des Schlamm sandes reicht an vielen Stellen landeinwärts 2 bis 3 m über das jetzige Seeniveau, was wohl auf den ehemals höheren Seestand zurückzuführen ist. Gegen das Ufer hin sinkt das Niveau des Schlamm sandes unter das Seeniveau. Schotter und Sand, bisweilen mit etwas Seekreide, und darunter Schlamm sand wurde auch bei den Hausfundirungen oder dem Legen der Wasserleitungsröhren und Abzugsdohlen bis zum Bahnhofsgebiet hinauf konstatiert. Mit keinem

der Bohrlöcher konnte der feste Molassesandstein erreicht werden. Immerhin ist der zu unterst angetroffene fest komprimierte Schlamm sand solcher Art, dass er ganz gut als unbewegliche Grundlage angesehen werden kann.

Den Beobachtungen des Grundwasserstandes wurde erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet, um der Frage, in wie weit derselbe mit den Bewegungen von Seeufern im Zusammenhange steht, näher zu treten. Dem Anscheine nach ist der Wasserstand nur in der nächsten Umgebung des Einbruches und nur wenig gesunken. Es ist der diesen Mittheilungen zu Grunde liegenden Publikation eine Tabelle der Grundwasserstände vom 5. August angeschlossen, aus welcher hervorgeht, dass das Wasser rings um den Abriss hoch über dem Seespiegel steht z. B. im Schacht A 35 m, hinter dem Abrissrand 2.9 m, im Schacht B, 2.6 m hoch über dem Seewasserspiegel. Im Jahre 1878—79 wurde eine Abzugsdohle aus aneinander gelegten Cementröhren ohne Dichtung durch die Baarerstrasse über den Postplatz und am Regierungsgebäude vorbei in den See hergestellt, welche in der Baarerstrasse 2 bis 4 m unter der Strassenfläche liegt und die früher noch höheren Grundwasserstände merklich senkte.

Seewärts von der Dohle steigt der Grundwasserstand nirgends über die Sohle des Kanals.

Der sehr wasserreiche Schlamm sand hält das Wasser fest, ohne es ausfliessen zu lassen; das Auspumpen des Wassers im Schacht B, durch einige Wochen bis auf 5 m unter das Seeniveau, änderte im Grundwasserstand des nur 35 m entfernten Rohres Nr. 11 fast nichts.

Aus dem Horizontalkurvenplan der durchgeführten Seegrundlothung erkennt man den circa 100 m breiten Rutschgraben, an dem sich in einer geschwungenen, links abgelenkten Kurve in der Richtung des grössten Gefälles der Schlammstrom anschliesst. Die im Jahre 1884 vom eidgenössischen topografischen Bureau durchgeführte allgemeine Seegrundvermessung\*), in entsprechendem Massstabe vergrössert, gab zur Beurtheilung der Veränderungen in der Gestaltung des Seegehanges und Seegrundes durch die Katastrophe die nothwendigen Anhaltspunkte. Durch einen Blick auf die Seegrundgestalt (Tafel VI) lässt sich deutlich der Umriss eines obern Ablagerungsgebietes von einem unteren weit hinausgehenden Schlammstrom unterscheiden.

Es lässt dies die Annahme zu, dass das Material des um 3 Uhr 35 Minuten eingetretenen ersten Abbruches auf dem sehr flachen Seeabhang liegen blieb und erst der zweite grössere Bruch die Massen noch weiter bis auf 1020 m vom Einsturzrande zum Abfliessen brachte. Die mittlere Böschung der Rutschung vom Abrissrande bis an das Ende des Ablagerungsgebietes gemessen, beträgt nur 4.4 % ! Schlamm sand, einmal in Bewegung gerathen, wird eben völlig zu Brei, die Reibung im Wasser ist eine viel geringere als über Wasser und letzteres trägt einen bedeutenden Gewichtstheil des Schlamm sandes.

\*) Es wäre aus naheliegenden Gründen sehr wünschenswerth, wenn die topografischen Karten von Oesterreich-Ungarn auch in ähnlichem Sinne vervollständigt würden, wobei manche von Privaten gemachte Aufnahmen Verwerthung finden könnten.

Die Kubatur des Abtrages beträgt circa 150000 m<sup>3</sup>, der diejenige des Auftrages im Seegrunde von 250000 m<sup>3</sup> gegenüber steht, was einer Auflockerung von 60 % entsprechen würde; doch können diese Zahlen keinen Anspruch auf Genauigkeit machen.

Als Ursache der Bewegungen vom 5. Juli 1887 ist, wie die Bodenuntersuchungen und der Vorgang selbst zeigen, die Beschaffenheit des weichen Schlamm-sandes anzusehen. Veranlassung gab die Mehrbelastung durch Aufschüttung und durch den landseitigen Zudrang des Grundwassers sammt sonstigen Wasserableitungen und die stattgehabte Pilotage. Von nur untergeordneter Bedeutung ist der vom 6. Juni bis 5. Juli von der Cote 417.036 auf 416.686 m im Fallen begriffen gewesene Seestand. Wenn es sich nur um ein labiles Gleichgewicht handelt, so mag eine geringe Abnahme im hydrostatischen Gegendruck von Seite des Sees eine Terrainauslösung bewirken oder erleichtern.

Der Linthingenieur Legler ist der Meinung, dass ein grosser Ueberdruck des Grundwassers die alleinige Schuld der Katastrophe gewesen, was die Experten deshalb abweisen, weil das Grundwasser rings um den Einbruch erstaunlich hoch geblieben und durch den Absturz nicht abgeflossen sei. Ich möchte dem doch hinzufügen, dass der Grundwasserstand vor der Katastrophe unbestritten ein höherer war, was aus den Anführungen in Betreff der nasser gewordenen Keller u. s. w. hervorgeht und was selbst der Expertenbericht als ungünstiges Moment für die Situation des Gebietes ansieht, die direkte Hauptursache des Einbruches war es allerdings nicht; doch haben die Wässer zweifelsohne die Massen durchdrungen und dadurch lastvergrössernd gewirkt; es erscheint auch keineswegs die Möglichkeit ausgeschlossen, dass trotz der Baarerstrassendohle und trotz entgegenstehender aber späterer Wahrnehmungen durch die längs des Kais aufgebrachten Schüttungsmassen der Grundwasserstand bedeutend gestaut oder gehoben wurde und unmittelbar nach Abbruch der Massen ein Theil des Wassers bis auf eine gewisse Tiefe zum raschen Abfluss kam. Beobachtungen darüber liegen eben nicht vor.

Der Schlamm-sand hätte vielleicht recht gut Pilotage, Steinwurf, Beton und Auffüllung getragen, wenn nicht noch die Landwässer dazu gekommen wären, doch wird die Aufklärung solcher Verhältnisse selten ermöglicht.

Man hat hier, wie auch bei den früheren Beispielen von berufenen und unberufenen Seiten die mannigfachsten Ursachen für das Ereignis zu entdecken geglaubt, so z. B. Einbruch des Nagelfluhfelsens daselbst oder der Einsturz unterirdischer Höhlen (in einem Vortrag an der Akademie der Wissenschaften in Paris behauptet), doch können solche unbelegte Vermuthungen nicht ernst genommen werden; die auch berührte Frage von unterseeischen Quellen, die aus dem Schlamm-sand, der als schwer durchlässig anzusehen ist, hervordringen könnten, hat durch direkte Temperaturbeobachtungen ergeben, dass nirgends Stellen vorhanden sind, wo das Wasser gegen den Seegrund zu merklich kälter gewesen wäre, als anderswo.

Ein streng genommen nicht hieher gehöriges Ereignis soll noch in kurzen Worten angeschlossen werden, eines-

theils weil die Uferverhältnisse ähnliche wie an den bisher beschriebenen Alpenseen, anderntheils weil es Gegenstand einer Besprechung in einer geologischen Zeitschrift gewesen und schliesslich weil das ganze Vorkommnis, obwohl es sich nicht unter dem Wasserspiegel des Sees, sondern zu Tage zugetragen hat, doch nicht jene Deutung erhielt, die ihm zukommt. Auch hier begegnen wir unbegründeten Hypothesen, der künstlichen Aufbauschung der einfachsten Erscheinungen zu komplizirten.

Im Frühjahr 1869 ereignete sich in der Uferlehne des Plattensees (Ungarn) eine Bodensenkung, aus der man auf das Vorhandensein eines unterirdischen Hohlraumes schliessen zu können glaubte.\*) Das nordöstliche Ufergebiet des genannten Sees zwischen den Dörfern Kenese und Lepsény besteht aus einem langen Hügelrücken von 70 bis 80 m Höhe über dem Seespiegel. Der Abfall gegen die Wasserfläche ist steil, landeinwärts jedoch ganz sachte. Wie der bezogene Aufsatz berichtet, sank daselbst ein Theil der hohen Uferwand senkrecht in die Tiefe. Der Böschungswinkel der Uferlehne beträgt 52 bis 58°. Das Material derselben ist feiner Sand mit sehr wenig Thon gebunden. An die Uferwand schliesst sich ein fast horizontales Vorland, das Resultat des fortwährenden Wellenschlages vor der vor 20 Jahren durchgeführten Tieferlegung des Seespiegels, welch' letzterer bis an den Fuss der Wand gereicht hatte.

Im unteren Drittel des steilen Ufers war einige Jahre nach stattgefundener Senkung noch ein langer Spalt und eine 250 m lange, parallel mit dem Seeufer verlaufende „Grube“ von mehreren Metern Tiefe ersichtlich. Am Fusse der Uferwand zeigte sich in gleicher Richtung und gleicher Länge mit der „Grube“ ein Aufwurf von circa ein Meter Höhe, auf dessen Rücken breite Längsspalten sichtbar waren.

Der Autor glaubt aus diesen Beobachtungen schliessen zu dürfen: dass die versunkene Erdmasse die Luft des Hohlraumes, in welchen sie hinabgestürzt, zusammenpresste und dass die gedrückte Luft am Fusse der Uferwand, wo sie geringerem Widerstande begegnete, das Erdreich zu einem schanzenartigen Aufwurf emportrieb und durch die auf dessen Rücken aufgerissene Längsspalte entwich — und motivirt das Vorhandensein eines unterirdischen in der Neuzeit entstandenen Hohlraumes in der auflösenden Thätigkeit des Wassers, wobei er als Beispiel den Effekt der auslaugenden Thätigkeit der Budapester Thermen hauptsächlich in kohlen-saurem Kalke anführt.

Terrainsenkungen infolge von Auslaugungen von Salz- und Gypslagern oder Kalkmassen zählen nicht zu den besonderen Seltenheiten. Wie jedoch in wenig thonigem Sande in „neuerer“ Zeit solche Mengen „aufgelöst“ werden sollten, dass mehrere Meter tiefe und breite Senkungen möglich sind, ist nicht verständlich, ebensowenig was sich lösen sollte. Dass die Höhle dem Uferrande parallel, wäre weniger befremdend, als dass die „gedrückte Luft“ einen, der ent-

\* Confr. J. Bernáth. Ueber eine Bodensenkung am Ufer des Plattensees, in: „Földtani Közlemények“ (geologische Mittheilungen), XI. Jahrgang, 1881, pag. 206.



standenen Grube entsprechenden 250 m langen und 1 m hohen Wall aufgeworfen haben solle, ohne an einer oder der andern Stelle zu entweichen. Die Hypothese des „unterirdischen Hohlraumes“ genügt eben noch nicht, alles zu erklären, sondern blos, um die Grube zu deuten. Für den Aufwurf war man genöthigt, an einen anderen Grund zu denken, und so musste die „zusammengepresste Luft des Hohlraumes“ Expansionsdienste leisten.

Wir haben es auch hier wieder ohne Zweifel nur mit einer einfachen Absitzung zu thun. Die Sandböschung riss aus irgend einem Anlasse ab, die Bruchfläche reichte zum Theile wahrscheinlich etwas tiefer, als die Ebene des Vorlandes, um schliesslich aufsteigend den nachgedrückten Massen das Aufsteigen oder Aufwulsten zu ermöglichen; die Längsrisse in dem aufgedrückten Wulst sind nichts anderes als Trennungsrisse in dem zwar gewiss plastischen, aber stark der Biegung ausgesetzten Materiale. Diese als Sohlenauftrieb bekannte Erscheinung ist bei Bahnbauten im Rutschterrain nichts besonders Auffälliges.

Wir schliessen nun die Reihe der vorgeführten Beispiele, indem wir nur noch hinzufügen, dass im Jahre 1863 in Morcote ein Theil der Strasse und fünf Häuser im Luganosee verschwanden, und auch Stapff's\*) Notizen über die an den steilen Stränden der schwedischen Seen oft geschehenden Setzungen und Abrutschungen als einer Folge der Wasserspiegelsenkung oder Trockenlegung behufs Gewinnung von Kulturland gedenken.

Es wurden schon früher dem Einflusse des Wasserspiegelstandes auf die Ufer wenige Worte gewidmet und wollen wir hier vor Abschluss nur einzelne einschlägige Anschauungen vollinhaltlich registriren, ohne uns in eine Besprechung des Einflusses der temporären oder bleibenden, natürlichen oder künstlichen Wasserspiegelsenkungen auf den Bestand der Ufer einlassen zu können.

Einem Berichte des Linth-Ingenieurs G. H. Legler entnehmen wir folgende Stellen:\*\*)

„Der Wellenschlag des (Lugano) Sees mag lokale Niveaudifferenzen von 0·8—1·0 m erzeugen, welche besonders bei kleinem Seestand für den Einsturz der Ufer gefährlich sind, aber auch bei Hochwässern die umspülten Häuser im Fundament lockern. Kein Wunder daher, dass die Bewohner am See die Wasserableitungs-Projekte mit Misstrauen betrachten, einerseits aus den neuen Seemagazinierungs-Interessen zu hohe Seestände befürchten und anderseits auch ein tieferes Absinken als bisher der Fall war.“ — Ferner:\*\*\*) „Es wäre zu sorgen, dass der kleine Seestand nicht tiefer als Null am Pegel Ponte Tresa sinkt, weil bekanntermassen die niedrigsten Seestände für die zum Theil

steil abfallenden Ufer und neuen Anlagen längst dem See gefahrdrohend sind und Abstürze verursachen können wegen stark verändertem Gegendruck des Wassers.“ Sodann schliesslich:\*) „Ein Wasserstand zwischen + 0·5 bis höchstens + 1·0 m (Pegelhöhe) scheint mir für die Ortschaften vorzüglicher, als ein zwischen 0 und + 0·5 m variirender Stand; — die nackten Ufer sind von Wasser bedeckt und weniger in Gefahr abzurutschen.“

Fassen wir nun die gewonnenen Resultate zusammen, so haben wir an dem Ereignis am Quai Neuf eine Absitzung wahrscheinlich nach einer Schichtfläche, am Traunsee das Ausweichen einer lettigen Masse unter der Steinbruchhalde, also eine Untergrundbewegung und an der Katastrophe von Zug das Abreißen des Schlamm-sandes in anfänglich vertikaler und dann allmähig gegen den See hinaus konkaver Bruchfläche. Die Verhältnisse bieten mithin gar nichts, was nicht schon tausendfältig über Wasser beobachtet worden wäre. Dem Vertikalabsinken am Abrissrande oben, entspricht ein Seitenausweichen in der Tiefe. Auch im Trockenen zeigt sich die Bewegung vorwiegend in den anfänglichen Rissen oben, während das eingetretene Nachgeben der unteren gepressten Theile nicht zu sehen ist. Das Nachgeben der Massen hat bei Horgen, am Quai Neuf, ebenso wie bei Rinnbach, dann beim ersten und zweiten Abbruch in Zug infolge unzureichender Tragfähigkeit derselben gegenüber der aufgetragenen Last stattgefunden.

Gewöhnlichen Baugrund belastet man mit 4–5 kg pro Quadratcentimeter, nassen Tegel etwa bis zu 3 kg, wobei überall angenommen ist, dass derselbe nach den Seiten nicht ausweichen könne. In Horgen beträgt die durch die Auffüllung hervorgebrachte Mehrbelastung ca. 0·5 kg, also immerhin eine Ziffer, die einem durch Pilotiren schon angegriffenen labilen Seeabhang zu viel werden konnte. Die Schlamm-sande des Zugersees, die lettigen Sedimente des Traunsees, die Letten des Hallstädter Sees\*\*) u. s. w. sind Gebilde, die geringe Tragfähigkeit aufweisen, da die Reibung der einzelnen kleinen Theilchen durch Feuchtigkeit oder Nässe sehr abgemindert wird, und die unter Wasser durch die geringste Bewegung in schlammartiges Fliessen gerathen; ist doch der grösste Theil des Materiales, wie wir oben betrachtet, derart, dass er selbst in langsam bewegtem Wasser zum Schwimmen kommt. Der Uebergang aus dem relativ fester gelagerten Material im Ruhestande in den des brei- oder schlammartigen Abfliessens findet demzufolge rascher statt; die abbrechende Masse trifft in den weichen halbflüssigen unteren Massen gar keinen Widerstand an und muss daher die Bewegung den Charakter grösserer Schnelligkeit annehmen.

\*) Neues Jahrbuch für Min., Geol. und Pal., Jahrg. 1852, I. Bd., pag. 99.

\*\*) G. H. Legler. Bericht über die Wasserableitung aus dem Luganensee und die Senkung der Hochwasserstände des Sees. Glarus 1883. pag. 12.

\*\*\*) Ibid. pag. 27.

\*) Ibid. pag. 49.

\*\*) J. C. Wagner, l. c. p. 85.

## Berechnung der Förderseile.

(Mit Rücksicht auf Wöhler's Versuche.)

Von Emil Hermann, akad. Professor in Schemnitz.

Wöhler's Versuche scheinen mir für die Berechnung der Förderseile besonders wichtig zu sein, weil die Art ihrer Inanspruchnahme ähnlich ist jenen Verhältnissen, welche Wöhler bei seinen Versuchen obwalten liess. Prof. Dr. Winkler (Wahl der zulässigen Inanspruchnahme, „Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereines 1877, S. 45) stellt auf Grund jener Versuche folgende Formel auf: Es sei:

$A$  Die Arbeitsfestigkeit,

$Z$  Die Zugfestigkeit bei ruhender Belastung (einmaliger Belastung),

$f_2$  die untere Grenze der Spannung bei wechselnder Belastung,

$\lambda$  ein vom Material abhängiger Koeffizient, dann ist  
 $A = (1 - \lambda) Z + \lambda f_2 \dots \dots \dots 1)$

und zwar ist für

Eisen  $\lambda = 0.45$

Stahl  $\lambda = 0.56$

Es bezeichne ferner

$\delta$  den Durchmesser des Drahtes in  $mm$ ,

$d$  den Durchmesser des runden Seiles ebenfalls in  $mm$ .

$r$  den Halbmesser in  $m$  und

$D$  den Durchmesser der Seilscheibe in  $mm$ ,

$n$  die Anzahl der Drähte im Seile,

$E = 20.000^*)$  den Elastizitätskoeffizienten,

$H$  die vertikale Tiefe des Schachtes in  $m$ ,

$Q$  die gesammte Förderlast (Schale, Wagen und Ladung) in Kilogramm und

$F$  den festen Querschnitt des Seiles in  $mm^2$ , dann ist

$$F = \frac{n \delta^2 \pi}{4}$$

und das Gewicht  $g$  eines Meter Seiles bekanntlich

$$g = \frac{F}{100}.$$

Die gesammte Spannung im obersten Querschnitt des ganz abgewickelten Seiles besteht aus drei Theilen; nämlich 1. aus der Nutzspannung, welche die gesammte Förderlast  $Q$  verursacht, sie ist nach unserer Bezeichnungsweise

$$s = \frac{Q}{F};$$

2. aus der Spannung, welche das Eigengewicht des Seiles verursacht. Ist  $G$  das Gewicht des Seiles, so ist dieser Theil der Spannung

$$s_2 = \frac{G}{F}.$$

Da aber  $G = g H = \frac{F H}{100}$ , so folgt

$$s_2 = 0.01 H.$$

3. Aus der sogenannten Biegungsspannung. Dieselbe ist nach der Anschauung Reuleaux

\* Nach Prof. Bergrath Jenny's Versuchen ist für Stahldraht im Durchschnitte  $E = 19.000$ . Der Einfachheit halber nehme ich wie für Eisendraht  $E = 20.000$ .

$$s_3 = \frac{E \delta}{D}.$$

Setzt man  $D = 2000 r$  und  $E = 20.000$ , so ist

$$s_3 = 10 \frac{\delta}{r}.$$

Dieser Theil der Spannung tritt in demselben Querschnitt des Drahtes sowohl positiv als auch negativ auf. Demnach ist die obere Grenze der Spannung

$$f_1 = \frac{Q}{F} + 0.01 H + 10 \frac{\delta}{r};$$

die untere hingegen

$$f_2 = \frac{Q}{F} + 0.01 H - \frac{10 \delta}{r}$$

also

$$f_2 = f_1 - 20 \frac{\delta}{r}.$$

Die Arbeitsfestigkeit  $A$  soll aber ein Vielfaches der oberen Grenze  $f_1$  der Spannung sein. Bezeichnen wir den Sicherheitskoeffizienten mit  $\beta$ , so muss  $A = \beta f_1$  sein.

Setzen wir diese Werthe von  $A$  und  $f_2$  in die Gleichung 1 ein, so kommt

$$f_1 = \frac{1 - \lambda}{\beta - \lambda} \cdot Z - \frac{20 \lambda}{\beta - \lambda} \cdot \frac{\delta}{r}.$$

Für die weitere Berechnung ist die reine Zugspannung

$$f = \frac{Q}{F} + 0.01 H = f_1 - 10 \frac{\delta}{r}$$

bequemer als die obere Grenze  $f_1$ . Aus dem letzteren Ausdrucke findet man

$$f = \frac{Q}{F} + 0.01 H = \frac{1 - \lambda}{\beta - \lambda} \cdot Z - \frac{10 (\beta + \lambda)}{\beta - \lambda} \cdot \frac{\delta}{r}.$$

Nach Prof. Bergrath Jenny's und eigenen Versuchen fand ich als mittleren Werth

für Eisendraht  $Z = 56$

„ Bessemerdraht  $Z = 90$

„ Gussstahldraht  $Z = 130$

Mit diesen Werthen, sowie mit jenen von  $\lambda$  erhält man für

$$\text{Eisendraht (E)} \dots f = \frac{30.8}{\beta - 0.45} - \frac{10 (\beta + 0.45)}{\beta - 0.45} \frac{\delta}{r}$$

$$\text{Bessemerdraht (B)} \dots f = \frac{39.6}{\beta - 0.56} - \frac{10 (\beta + 0.56)}{\beta - 0.56} \frac{\delta}{r}$$

$$\text{Gussstahldraht (G)} \dots f = \frac{57.2}{\beta - 0.56} - \frac{10 (\beta + 0.56)}{\beta - 0.56} \frac{\delta}{r}$$

Allgemein ist also  $f = a - b \frac{\delta}{r}$ .

Der anzuwendende Sicherheitsgrad richtet sich theils nach dem Material theils nach der Fördergeschwindigkeit. Je kostbarer das Material, desto grösser sei die Sicherheit, damit das Seil länger dauere. Je grösser ferner die Fördergeschwindigkeit ist, desto grösser wird auch die Beschleunigung der Last und die zufällige Inanspruchnahme des Seiles sein; es muss deshalb der Sicherheitsgrad mit der Fördergeschwindigkeit zunehmen.

Diesen Grundsätzen entspricht die folgende Tabelle, worin  $v$  die Fördergeschwindigkeit in Meter bedeutet.

**Tabelle I**  
über die Werthe von  $\beta$ .

Förderung	$v$	$\frac{E}{r}$	$\frac{B}{r}$	$\frac{G}{r}$
mit Handh. . .	—	1.1	1.2	1.3
mit Maschine	unter 3 m	1.3	1.56	1.78
	unter 6 m	—	1.78	2.00
	über 6 m	—	—	2.22

Mit diesen Werthen ergeben sich folgende Werthe der Konstanten in der allgemeinen Spannungsformel

$$f = a - b \frac{\delta}{r}.$$

**Tabelle II.**

Material	$\beta$	$a$	$b$	Material	$\beta$	$a$	$b$
Eisendraht . .	1.1	47.4	23.8	Gussstahl- draht . . .	1.3	77.3	25.1
	1.3	36.2	20.6		1.78	46.9	19.2
Bessemer- draht . . .	1.2	62.0	27.5		2.00	39.7	17.8
	1.56	39.6	21.2		2.22	34.5	16.7
	1.78	32.5	19.2				

Ein und dasselbe Material vorausgesetzt, gibt es für jede Sicherheit und Schachttiefe einen Werth des Verhältnisses  $\delta:r$ , für welches die Tragfähigkeit eines Drahtes am grössten wird. Wendet man dieses Verhältnis  $\delta:r$  an, so erhält man bei gegebenem Seilscheiben-Halbmesser das einfachste Seil, d. h. dasjenige, welches aus den wenigsten Drähten besteht.

Es sei der fragliche Werth des Verhältnisses

$$\delta:r = x, \text{ also } \delta = xr,$$

dann ist die Tragfähigkeit  $t$  eines Drahtes

$$t = \frac{Q}{n} = \frac{\pi r^2 s^2}{4} (a - 0.01 H - bx).$$

Aus der Bedingung des Maximums  $\frac{dt}{dx} = 0$  folgt

$$x = \frac{a - 0.01 H}{1.5 b};$$

und damit die untere Grenze der Inanspruchnahme

$$f_x = \frac{a + 0.02 H}{3};$$

ferner die Nutzspannung

$$s_x = \frac{a - 0.01 H}{3},$$

endlich sei  $t_x$  das Maximum der Tragfähigkeit eines Drahtes.

Es ist nun

$$n = \frac{Q}{t}; \quad g = \frac{F}{100} = \frac{0.01 Q}{s}$$

und

$$s = a - 0.01 H - b \frac{\delta}{r}.$$

Betreffend die Nutzspannung  $s$  ist ersichtlich, dass dieselbe um so kleiner wird, je grösser  $\delta:r$  ist, in Folge dessen wird das Gewicht eines Meter Seiles um so grösser, je grösser  $\delta:r$  ist. Bei gegebener Seilscheibe wird also das Gewicht des Seiles um so grösser, je dicker der Draht ist.

Nimmt man nun  $\delta:r < x$ , so wird die Anzahl der Drähte  $n$  grösser als für  $\delta:r = x$ , weil  $t < t_x$  ist; dagegen wird, weil bei gegebenem  $r$ ,  $\delta$  kleiner ist,  $s > s_x$  sonach das Seil leichter als für  $\delta = rx$ .

Dies ist vorteilhaft, oder kann wenigstens vorteilhaft sein. Nimmt man hingegen  $\delta:r > x$ , so wird nicht nur  $n$ , sondern auch  $g$  grösser sein als für  $\delta:r = x$ , das heisst man bekommt nicht nur ein mehrdrähtiges, sondern auch noch ein schwereres Seil als für  $\delta:r = x$ , weil nicht nur  $t < t_x$ , sondern auch  $s < s_x$  ist. Wie man sieht, bringt die Wahl  $\delta:r > x$  nur Nachteile mit sich, soll daher immer vermieden werden. Ich nenne deshalb  $\delta:r = x$  den Grenzwert des Verhältnisses. Die Spannung  $f_x$  ist nicht unbedingt die günstigste, jedoch die kleinste, welche man bei gegebener Sicherheit überhaupt noch anwenden soll.

Wendet man den Grenzwert  $x$  an, so erhält man:

1. Bei gegebener Seilscheibe den dicksten Draht, welchen man überhaupt noch anwenden soll,
2. bei gegebener Drahtzahl den kleinsten Seilscheibenhalbmesser, und
3. die kleinste Nutzspannung, welche man noch anwenden soll.

### I. Handhaspel.

Bei diesen ist die Tiefe  $H$  so gering, dass man einfach nehmen kann

$$x = \frac{a}{1.5 b} \text{ und } f = \frac{a}{3}.$$

Mit diesen Werthen ist nachstehende Tabelle berechnet.

**Tabelle III**

über den Trommelhalbmesser  $r$  für den Grenzwert.

Draht	$x$	$f_x$	Durchmesser $\delta$													
			0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	
E	$\frac{4}{3}$	15.8	0.30	0.34	0.38	0.41	0.45	0.49	0.53	0.56	0.60	0.64	0.68	0.71	0.75	
B	$\frac{3}{2}$	20.7	0.27	0.30	0.33	0.37	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53	0.57	0.60	0.63	0.67	
G	2	27.1	0.20	0.23	0.25	0.28	0.30	0.33	0.35	0.38	0.40	0.43	0.45	0.48	0.50	

Diese Tabelle gibt uns diejenige Dicke des Drahtes, bis zu welcher die Tragfähigkeit eines Fadens zunimmt, über diese Dicke hinaus nimmt sie bei gleichbleibendem Trommelhalbmesser wieder ab.

Die Berechnung des Seiles ist höchst einfach. Man wählt z. B.  $\frac{\delta}{r} \leq x$ . Ist  $\frac{\delta}{r} = x$ , so gibt die Tabelle III unmittelbar auch  $f_x$ . Wenn aber  $\frac{\delta}{r} < x$ , so muss man  $f$  berechnen aus

$$f = a - b \frac{\delta}{r}$$

oder der Tabelle V entnehmen.

Man findet dann die Nutzspannung

$$s = f - 0.01 H,$$

hiemit rechnet man den festen Querschnitt des Seiles

$$F = \frac{Q}{s}.$$

Diesen hat man in der folgenden Tabelle aufzusuchen, dadurch erhält man  $\delta$  und  $n$ , zum Schlusse ist dann

$$r = \delta : \left( \frac{\delta}{r} \right).$$

Tabelle IV

über den festen Querschnitt der Haspelseile  $F = \frac{n \delta^2 \pi}{4}$

N	$\delta$	n						N	$\delta$	n					
		12	16	18	24	30	36			12	16	18	24	30	36
4	0.4	1.5	2.0	2.3	3.0	3.8	4.4	7	0.70	4.6	6.1	6.9	9.2	11.6	13.9
4/5	0.45	1.9	2.5	2.9	3.8	4.8	5.7	7/5	0.75	5.3	7.1	8.0	10.6	13.2	15.9
5	0.50	2.4	3.1	3.5	4.7	5.9	7.1	8	0.80	6.0	8.0	9.1	12.1	15.1	18.1
5/5	0.55	2.9	3.7	4.3	5.7	7.1	8.5	8/5	0.85	6.8	9.1	10.2	13.6	17.0	20.4
6	0.60	3.4	4.5	5.1	6.8	8.5	10.2	9	0.90	7.6	10.2	11.4	15.3	19.1	22.9
6/5	0.65	4.0	5.3	6.0	8.0	10.0	11.9	9/5	0.95	8.5	11.3	12.8	17.0	21.3	25.5

Tabelle V

über die Spannung  $f$ .

$\frac{\delta}{r}$	$\frac{E}{r}$	$\frac{B}{r}$	$\frac{G}{r}$	$\frac{\delta}{r}$	$\frac{G}{r}$
1.0	23.6	34.5	52.2	1.6	37.2
1.1	21.2	31.8	49.7	1.7	34.7
1.2	18.2	29.0	47.2	1.8	32.2
1.3	16.5	26.3	48.7	1.9	29.7
1.4	—	23.5	42.2	2.0	27.1
1.5	—	20.7	39.7	—	—

Beispiel: Bei einer vertikalen Haspelförderung ist das Gewicht  $Q = 90 \text{ kg}$  und die Tiefe  $H = 40 \text{ m}$ . Es ist das Seil zu berechnen, wenn der Trommelhalbmesser  $r = 0.41 \text{ m}$ .

1. Für das einfachste Seil ist nach Tabelle III bei Anwendung von Eisendraht

$$\delta = 0.55 \quad f = 15.8 \quad s = 15.8 - 0.01 \times 40 = 15.5$$

$$F = 90 : 15.4 = 5.7$$

also nach Tabelle IV  $n = 24$ .

2. Gehen wir vom einfachsten Seile ab, nehmen wir  $\delta = 0.65$ , also  $\frac{\delta}{r} = 1.58$ ; hierfür wird  $f = 9.8$ ;  $s = 9.4$ ;  $F = 9.4$ ;  $n = 30$ ; ( $F = 10$ ).

3. Nehmen wir hingegen  $\delta = 0.45$ , so ist  $\frac{\delta}{r} = 1.1$ ;  $f = 21.2$ ;  $s = 20.8$ ;  $F = 4.23$ ;  $n = 30$ ; ( $F = 4.8$ ).

Das Gewicht des ersten Seiles wird angenähert  $\frac{80 \times 5.7}{100} = 4.66$ , des zweiten  $\frac{80 \times 10}{100} = 8.00$ , des dritten  $\frac{80 \times 4.8}{100} = 3.84 \text{ kg}$ .

Das dritte Seil kann billiger sein als das erste, das zweite ist aber ganz gewiss theurer.

## II. Maschinenförderung.

Da hier die Tiefe meistens bedeutend ist, muss dieselbe bei der Bestimmung des Grenzwertes  $\delta : r$  und der Spannung  $f_x$  im einfachsten Seil berücksichtigt werden.

Tabelle VI

über die Grenzwerte von  $\delta : r$  und die Spannung  $f_x$ .

Seigertiefe	Eisendraht		Bessemerstahldraht				Gussstahldraht					
	$\beta = 1.3$		$\beta = 1.56$		$\beta = 1.78$		$\beta = 1.78$		$\beta = 2.00$		$\beta = 2.22$	
H	$f_x$	x	$f_x$	x	$f_x$	x	$f_x$	x	$f_x$	x	$f_x$	x
0	12.1	1.17	13.2	1.25	10.8	1.13	15.6	1.63	13.2	1.49	11.5	1.37
150	13.1	1.12	14.2	1.20	11.8	1.08	16.6	1.58	14.2	1.43	12.5	1.31
300	14.1	1.08	15.2	1.15	12.8	1.02	17.6	1.53	15.2	1.38	13.5	1.25
450	15.1	1.03	16.2	1.10	13.8	0.97	18.6	1.47	16.2	1.32	14.5	1.19
600	16.1	0.98	17.2	1.06	—	—	19.6	1.42	17.2	1.27	15.5	1.13
750	—	—	18.2	1.01	—	—	20.6	1.37	18.2	1.21	16.5	1.07
900	—	—	19.2	0.96	—	—	21.6	1.32	19.2	1.15	17.5	1.01
1050	—	—	—	—	—	—	22.6	1.27	20.2	1.10	18.5	0.95

Bei den Seilen für Maschinenförderung stellt man überdies die Forderung, dass der Durchmesser des Seiles höchstens der 80. Theil des Seilscheiben-Durchmessers sei. Nach der Windschachter, allerdings nur bis  $n = 48$  gehenden Seiltabelle fand ich für den Durchmesser des runden Seiles

$$d = \alpha \cdot \delta.$$

$$\alpha = (1.327 + 0.05 n) \sqrt{n}.$$

n	$\alpha$	n	$\alpha$	n	$\alpha$	n	$\alpha$	n	$\alpha$	n	$\alpha$
6	3.22	36	9.04	54	11.73	72	14.31	90	16.86	120	21.10
24	7.09	42	9.96	60	12.50	78	15.16	96	17.89	132	22.81
30	8.09	48	10.86	66	13.46	84	16.01	108	19.39	144	24.56

Es ist also

$$80 d \leq D \text{ oder } 80 \alpha \delta \leq 2000 r$$

somit

$$\alpha \leq 25 \cdot \frac{r}{\delta} \text{ oder } \alpha \leq 25 : \left( \frac{\delta}{r} \right).$$

Man findet mittelst der Werthe von  $\alpha$

$$\begin{array}{cccccccc} \delta : r = & 1.0 & 1.1 & 1.2 & 1.3 & 1.4 & 1.5 & 1.6 \\ n \leq & 150 & 132 & 114 & 108 & 96 & 90 & 78 \end{array}$$

Die Anwendung der auf die Maschinenförderung bezüglichen Tabellen ist dieselbe wie bei jenen, welche sich auf die Haspelförderung beziehen.

Gegeben ist  $Q$  und  $H$ . Kann man  $r$  nach Belieben wählen, so ist es bequem  $\delta : r$  anzunehmen, entweder  $\delta : r = x$  oder  $\delta : r < x$ . Im ersteren Falle gibt die Tabelle VI unmittelbar  $f_x$ , im letzteren Falle muss man  $f$  berechnen aus der Gleichung  $f = a - b \frac{\delta}{r}$ .

Dann bestimmt man  $s = f - 0.01 H$  und  $F = Q : s$ .

Den festen Querschnitt sucht man in der Tabelle VII auf und bekommt dadurch  $\delta$  und  $n$ . Dann ist  $r = \delta : \left( \frac{\delta}{r} \right)$ .

Ist  $r$  auch gegeben, so kann man trotzdem  $\delta : r$  annehmen, und hat damit sogleich  $\delta = r \cdot \left( \frac{\delta}{r} \right)$  oder  $\delta = r \cdot x$ . Ferner bestimmt man  $f$  und  $s = f - 0.01 H$  wie früher, ebenso  $F = Q : s$ , muss aber jetzt in derjenigen Zeile der Tabelle VII  $F$  aufsuchen, welche zu den bestimmten  $\delta$  gehört; damit ergibt sich auch  $n$ . Man hat dann nur nachzusehen, ob  $n$  nicht zu gross ist. Im letzteren Falle kann

man kein rundes Seil anwenden, sondern man muss ein Flachseil wählen.

Beispiel. 1. Es sei aus einem vertikalen Schachte von  $H=800\text{ m}$  Tiefe zu fördern; das Gewicht  $Q$  (Schale, Wagen und Ladung) sei  $1800\text{ kg}$ , die Fördergeschwindigkeit  $v=4\text{ m}$ .

Nehmen wir ein Seil aus Gussstahldraht. Nach Tabelle I ist  $\beta=2$ , weil  $v<6\text{ m}$ . Die Grenzwerte sind (bei  $H=750$ ) nach Tabelle VI  $f=18.2$ ;  $\delta:r=1.21$ , somit  $s=18.2-0.01\times 800=10.2$ ,  $F=1800:10.2=176$ . In der Tabelle VII ist für  $F=177$ ;  $\delta=1.7$ ;  $n=78$  ( $<114$ ) und  $r=1.7:1.21=1.41\text{ m}$ . Würde man, um ein leichteres Seil zu erhalten,  $\delta:r=1$  nehmen, wäre  $f=39.7-17.8\times 1$  (s. Tabelle II), also  $f=21.9$ ;  $s=21.9-0.01\times 800=13.9$ ;  $F=1800:13.9=155$ . Nach Tabelle VII ist  $n=78$ ,  $\delta=1.6$  und damit  $r=1.6\text{ m}$ . Wir hätten nun gleich viele und um  $0.1\text{ mm}$  dünnere Drähte, aber der Radius der Seilscheibe wäre grösser, nämlich  $1.6\text{ m}$  gegen  $1.41\text{ m}$  von früher. Bei gleichbleibender Anzahl der Drähte liefert nämlich das Verhältnis  $\delta:r=x$  den kleinsten Seilscheibenhalmmesser.

2. Aus einem vertikalen Schachte von  $H=300\text{ m}$  Tiefe soll mittelst eines Seiles aus Bessemerdraht mit  $v=2.8\text{ m}$  Geschwindigkeit gefördert werden. Die gesammte Belastung ist  $Q=3250\text{ kg}$  und die Ortsverhältnisse gestatten nur einen Seilscheibenhalmmesser  $r=1.47\text{ m}$ .

Nach Tabelle I hat man zunächst  $\beta=1.56$  und die Grenzwerte sind nach Tabelle VI  $f=15.2$ ,  $\frac{\delta}{r}=1.15$ .

Daher  $\delta=1.15\times 1.47=1.69$ , wofür wir  $\delta=1.7\text{ mm}$  nehmen. Dann ist

$$s=15.2-3=12.2, \text{ also } F=3250:12.2=266.$$

In der Zeile  $\delta=1.7$  der Tabelle VII ist der nächste Werth  $F=272$  und  $n=120$ . Da diese Anzahl kleiner ist als die erlaubte (für  $\frac{\delta}{r}=1.15$  ist  $n\leq\frac{132+114}{2}=123$ ), kann man noch ein Rundseil anwenden. Würde man  $\delta:r<1.15$  nehmen, so käme für ein Rundseil schon eine zu grosse Drahtzahl heraus.

Zum Schlusse sei bemerkt, dass man für Maschinen-Förderseile nicht gerne eine kleinere Drahtdicke als  $1.5\text{ mm}$  anwendet.

**Tabelle VII**  
über den festen Querschnitt  $F=\frac{n^2\pi}{4}$  der Drahtseile.

№	δ	Anzahl der Drähte n																						
		6	12	18	24	30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96	102	108	114	120	126	132	138
10	1.0	4.7	9	14	19	24	28	33	38	42	47	52	57	61	66	71	75	80	85	89	94	99	104	108
11	1.1	5.7	11	17	23	28	34	40	46	51	57	63	68	74	80	86	91	97	103	108	114	120	125	131
12	1.2	6.8	14	20	27	34	41	48	54	61	68	75	81	88	95	102	109	115	122	129	136	143	149	156
13	1.3	8.0	16	24	32	40	48	55	64	72	80	88	96	104	112	120	127	135	143	151	159	167	175	183
14	1.4	9.2	18	28	37	46	55	65	74	83	92	102	111	120	129	139	148	157	166	175	185	194	203	212
15	1.5	10.6	21	32	42	53	64	74	85	95	106	117	127	138	148	159	170	180	191	201	212	223	233	244
16	1.6	12.1	24	36	48	60	72	84	97	109	121	133	145	157	169	181	193	205	217	229	241	253	265	277
17	1.7	13.6	27	41	54	68	82	95	109	123	136	150	163	177	191	204	218	232	245	259	272	286	300	313
18	1.8	15.3	31	46	61	76	92	107	122	137	153	168	183	198	214	229	244	260	275	290	305	320	336	351
19	1.9	17.0	34	51	68	85	102	119	136	153	170	187	204	221	238	255	272	289	306	323	340	357	374	391
20	2.0	18.9	38	57	75	94	113	132	151	170	189	207	226	245	264	283	302	320	339	358	377	396	415	433
21	2.1	20.8	42	62	83	104	125	145	166	187	208	229	249	270	291	312	333	353	374	395	416	436	457	478
22	2.2	22.8	46	68	91	114	137	160	182	205	228	251	274	297	319	342	365	388	411	433	456	479	502	525
23	2.3	24.9	50	75	100	125	150	175	199	224	249	274	299	324	349	374	399	424	449	474	499	524	548	573
24	2.4	27.1	54	81	109	136	163	190	217	244	271	299	326	353	380	407	434	461	489	516	543	570	597	624
25	2.5	29.5	59	88	118	147	177	206	236	265	295	324	353	383	412	442	471	501	530	560	589	619	648	677
26	2.6	31.9	64	96	127	159	191	223	255	287	319	350	382	414	446	478	510	542	573	605	637	669	701	733
27	2.7	34.4	69	103	137	172	206	240	275	309	344	378	412	447	481	515	550	584	618	653	687	721	756	790
28	2.8	36.9	74	111	148	185	222	259	296	335	369	406	443	480	517	554	591	628	665	702	739	776	813	850
29	2.9	39.7	79	119	159	198	238	277	317	357	396	436	476	515	555	594	634	674	713	753	793	832	872	912
30	3.0	42.4	85	127	170	212	254	297	339	382	424	467	509	551	594	636	679	721	763	806	848	891	933	975

## Die Kurvenweiche.

Eine neue Methode ihrer Berechnung von **Friedrich von Emperger**, Ingenieur.  
(Hiezu Tafel VII.)

Wer der Berechnung von Kurvenweichen und Geleiseverbindungen praktisch nähergetreten ist, wird bald die Erfahrung gemacht haben, dass diese Berechnungen häufig erst über Irrwege zum Ziele führen. Der Grund hievon liegt auf der Hand: die angestrebten Resultate sind durch die Natur der Sache in einer Weise begrenzt, die rechnerisch nur schwer oder gar nicht zum Ausdrucke kommen kann. Bedingungen, wie z. B., dass der Halbmesser  $300\text{ m}$  nicht unter-

schreiten und doch nicht viel überschreiten soll, dass ferner die Herzstück-Geraden nicht unter ein gewisses Mass sinken dürfen u. a. m. können wir nicht in die Rechnung einführen; wir müssen sie an dem Resultate erst zur Geltung zu bringen suchen und dies führt zu einer mehr oder minder langen Versuchsrechnung. Ohne uns auf die einzelnen Rechnungsmethoden einzulassen, die wir als bekannt voraussetzen müssen, wollen wir nur kurz jener Mittel Er-



wähnung thun, womit man der angeführten Schwierigkeit auszuweichen sucht. Man hilft sich einerseits durch Aufzeichnung eines Weichenschemas. Wir können uns hiedurch über den passenden Kreuzungswinkel Kenntnis verschaffen. Der Masstab der Zeichnung kann uns jedoch nicht vor sonstigen unmöglichen Resultaten schützen. Ebenso wenig werden andererseits Näherungsrechnungen, die auf der Beseitigung gewisser Bedingungen, z. B. der Herzstück-Geraden oder der Krümmung des Hauptgeleises beruhen, sicher zum Ziele führen, da sie häufig nur auf Schienenlängen genaue Resultate geben. Der Einfluss einer Längenänderung des Herzstückes oder des Weichenbogens wird in der folgenden Untersuchung graphisch nachgewiesen werden.

Das Wesen der neuen Berechnungsmethode ist in kurzem Folgendes:

Jene Grössen, die uns durch den jeweiligen Oberbau einer Bahn unveränderlich gegeben sind, nämlich: Wechsellänge ( $l$ ), Zungenwinkel ( $\gamma$ ), Herzstück-Schenkel ( $c$ ), Kreuzungswinkel ( $z$ ) u. s. w., und deren Zusammenhang mit den gesuchten Resultaten ein anerkannt verwickelter ist, sind durch Hilfsgrössen zu ersetzen, die mit den Weichenradien ( $r$ ,  $\rho$ ), Centriwinkel ( $\beta'$ ,  $\beta''$ ) und Weichenlängen ( $L'$ ,  $L''$ ) durch einfache Formeln zusammenhängen. Diese Hilfsgrössen sind für einen bestimmten Oberbau unveränderliche Zahlenwerthe und werden wir sie in der Folge als Koordinaten auffassen. Dadurch entfällt die Näherungsrechnung ganz. Wir sind immer in der Lage, gleich mit den richtigen Ziffern zu rechnen, da die einmal berechneten Hilfsgrössen unverändert bleiben und noch mehr ein- für allemal im vorhinein berechnet werden können.

Da man die Untersuchungen auch graphisch führen kann, so lassen sich jene eingangs erwähnten Beschränkungen auch graphisch darstellen und lässt sich so eine Uebersicht erzielen, wie sie durch die Rechnung nie möglich ist.

Ein einfacher Zusammenhang zwischen Annahme und Resultat setzt einen auf einfachen planimetrischen Beziehungen fussenden Rechnungsgang voraus. Dieser Erwägung folgend, wurden die Koordinaten folgendermassen gewählt.

Das Schema einer Kurvenweiche ist unter allen Umständen — sei es die Trace oder sei es der Weichenbogen — ein Kreis. Wir gehen nun von dem Mittelpunkt dieser Geleisekurve aus und bezeichnen denselben als Koordinaten-Ursprung mit  $U$  (Fig. 1).

Eine beliebige Gerade  $M$  ist durch die von  $U$  auf sie gefällte Senkrechte  $m$  (in Metern) für unsere Zwecke reichend bestimmt. Ein beliebiger Punkt  $N$  ist und ruchs seine Entfernung  $\pm n$  (+ in der Richtung des Uhrzeigers) vom Fusspunkte der Senkrechten  $m$  gegeben. Die Lage

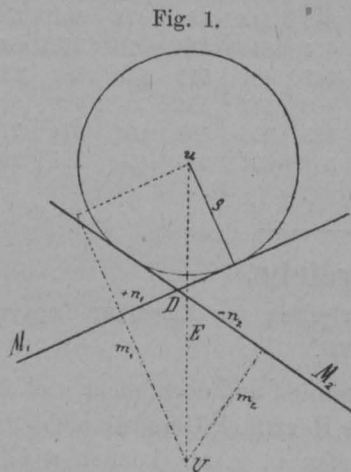


Fig. 1.

zweier Geraden  $M_1$  und  $M_2$  zueinander ist durch die Koordinaten des Durchschnittspunktes  $D$  festgestellt.

Ein excentrischer Kreis vom Halbmesser  $\rho$  und einer Mittelpunktse Entfernung  $Uu = E$  erscheint durch folgende Tangentengleichung bestimmt:

$$E^2 = n^2 + (m \pm \rho)^2. \quad (1)$$

Das Gesagte genügt zum Verständnis der nachfolgenden Berechnung. Es erübrigt noch, da ja diese Abhandlung nur ein herausgerissenes Beispiel darstellt, ein Uebereinkommen zu treffen über die Bezeichnung der Bestandtheile einer Weiche. Soweit die Bezeichnung nicht schon gegeben wurde und sie nicht den Fig. 2 und 3 zu entnehmen ist, ist sie hier angeführt, wie folgt:

Die Spurweite bezeichnen wir mit  $b$

Ursprüngliche Trace: Halbmesser  $= R$

äusserer Strang  $R + \frac{b}{2}$ , abgekürzt  $= R^+$

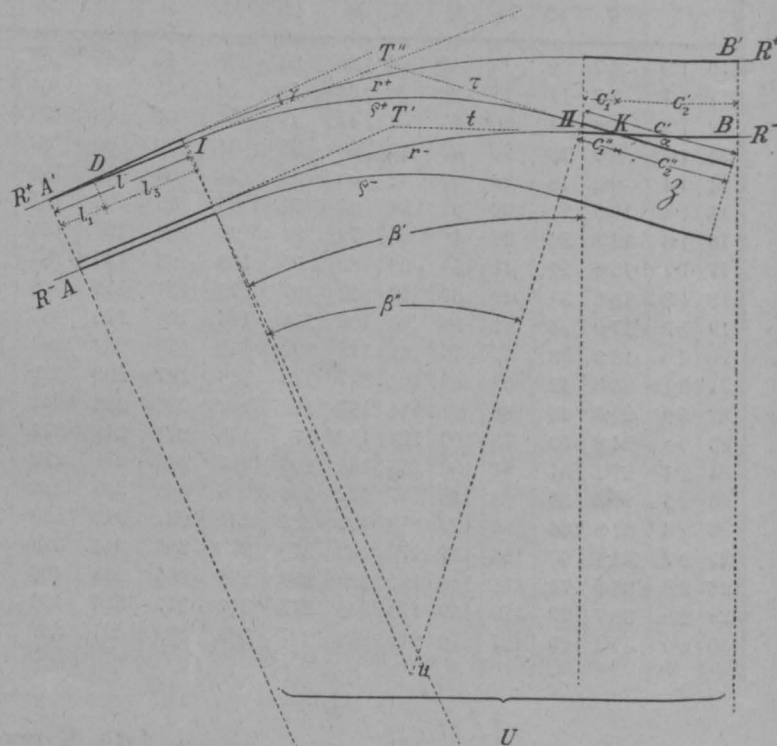
umzubildende Geleiselänge  $L$ , Centriwinkel  $\beta$ ,

innerer Strang  $R - \frac{b}{2}$ , abgekürzt  $= R^-$

Weichenbogen (Hauptgeleise): Halbmesser  $r$ , resp.  $r^+$  und  $r^-$ , Geleiselänge  $L'$ , Centriwinkel  $\beta'$

Ausweichbogen (Nebengeleise): Halbmesser  $\rho$ , resp.  $\rho^+$  und  $\rho^-$ , Geleiselänge  $L''$ , Centriwinkel  $\beta''$

Fig. 2.



Die Geleiselänge gilt von der Zungenspitze bis zum Kreuzungspunkt, d. i.  $ATK$ . Da wir bei der Berechnung, wie üblich, nur die sich im Herzstücke kreuzenden Schienenstränge in Betracht ziehen, so müssen wir die beiden in Fig. 2 und 3 dargestellten Fälle von Kurvenweichen trennen, da sich in jedem Falle verschiedene Schienenstränge durchkreuzen.

A. Mitbiegende oder Innenweiche (Fig. 2.) Die Abzweigung erfolgt gegen den Mittelpunkt  $U$  und wird dem-

entsprechend der innere Schienenstrang des Hauptgeleises durchkreuzt.

B. Ausbiegende oder Aussenweiche (Fig. 3). Die Abzweigung erfolgt von  $U$  weg unter Durchkreuzung des äusseren Stranges des Hauptgeleises.

In beiden Fällen besteht unsere Aufgabe darin, in dem Fünfecke  $AT'KT''A'$  an Stelle der Ecken  $T'$  und  $T''$  zwei Bögen einzulegen. Für beide Bögen gilt die Tangentengleichung 1. Da wir zwei Tangenten und ihre Berührungspunkte kennen, so sind beide Kreise vollkommen bestimmt. Wie die Koordinaten der Berührungspunkte zu rechnen sind, soll für jeden der beiden Fälle A und B getrennt behandelt werden.

#### A. Mitbiegende Kurvenweiche.

Wir betrachten den Fall der Einschaltung (Fig. 2) in eine gegebene Trace  $AB$  vom Radius  $R$  mit einer Abzweigung in der Richtung nach  $Z$ . Denken wir uns in den beiden Punkten der Trace  $AB$ , die um den vorläufig beliebigen Zentriwinkel  $\beta'$  voneinander entfernt liegen, zwei Tangenten gezogen, die sich in  $T'$  schneiden. Denken wir uns weiter auf denselben von  $A$  und  $B$  aus die Grössen  $l = c'$  in der Richtung nach  $T$  aufgetragen und verbinden diese Punkte durch einen tangirenden Kreisbogen von demselben Zentriwinkel  $\beta'$ , so ist dessen Halbmesser  $r$  gegeben durch

$$r = R - l \cotg \frac{\beta'}{2} \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Wir zeichnen nun anschliessend an die zwei Geraden einerseits die Wechselvorrichtung, andererseits das Herzstück ein.

Dadurch gelangen wir zunächst zu den Tangenten und ferner durch Auftragen von  $l$  auf  $A'T''$  und  $c_1''$  auf  $KT''$  zu den Berührungspunkten  $I$  und  $II$  des Ausweichbogens  $\rho^+$  des Zweiggeleises. Bezeichnen wir die Koordinaten von  $I$  mit  $m_1, n_1$  und von  $II$  mit  $m_2, n_2$ , so wissen wir, dass dieselben der Tangentengleichung 1 eines exzentrischen Kreises entsprechen müssen. Wir erhalten:

$$E^2 = n_1^2 + (m_1 - \rho^+)^2 = n_2^2 + (m_2 - \rho^+)^2.$$

Lösen wir nach  $\rho^+$  auf:

$$\left. \begin{aligned} 2\rho^+ &= \frac{(m_1^2 - m_2^2) + (n_1^2 - n_2^2)}{m_1 - m_2} = \\ &= m_1 + m_2 + \frac{(n_1 + n_2)(n_1 - n_2)}{m_1 - m_2} \end{aligned} \right\} \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Bezeichnen wir der Kürze halber

$$m_1 + m_2 = \mu^+, \quad m_1 - m_2 = \mu^-,$$

$$n_1 + n_2 = \nu^+, \quad n_1 - n_2 = \nu^-,$$

so ist allgemein

$$2\rho^+ = \mu^+ + \frac{\nu^+ \nu^-}{\mu^-} \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Bevor wir weiter gehen, wollen wir die Koordinaten der Punkte  $I$  und  $II$ , deren Einzeichnung in Fig. 3 unterblieb, berechnen. Wir erhalten durch Projektion des Linienzuges  $UA'DI$

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= R^+ \cos \gamma + l_1 \sin \gamma \\ n_1 &= -R^+ \sin \gamma + l_1 \cos \gamma + l_3 \end{aligned} \right\} \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

ferner auf dieselbe Weise aus dem Linienzuge  $UBKII$

$$\left. \begin{aligned} m_2 &= R^- \cos \alpha - c_2' \sin \alpha \\ n_2 &= -R^- \sin \alpha - c_2' \cos \alpha - c_1'' \end{aligned} \right\} \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Das sind durchaus bekannte Grössen. Der Radius des Ausweichbogens wurde bereits bestimmt und wir schreiten nur zur Bestimmung der übrigen Stücke. Der Schnittpunkt der Tangenten des Ausweichgeleises  $T''$  habe entsprechend den zwei sich schneidenden Geraden, die Koordinaten  $m_1, a$  und  $m_2, b$ .

Die Tangentenlänge  $\tau^+$  des äusseren Geleises des Ausweichbogens ergibt sich aus

$$\tau^+ = a + n_1 = b - n_2.$$

Ferner besteht die Beziehung

$$a^2 + m_1^2 = b^2 + m_2^2.$$

Aus diesen Gleichungen erhalten wir durch Ausscheidung von  $a$  und  $b$ , und Auflösen nach  $\tau^+$

$$\begin{aligned} 2\tau^+ &= \frac{(n_1^2 - n_2^2) + (m_1^2 - m_2^2)}{n_1 + n_2} = n_1 - n_2 + \\ &+ \frac{(m_1 - m_2)(m_1 + m_2)}{(n_1 + n_2)} = \nu^- + \frac{\mu^+ \mu^-}{\nu^+} \quad . \quad . \quad (7) \end{aligned}$$

Der Zentriwinkel des Zweiggeleises berechnet sich folgendermaassen:

$$\tg \frac{\beta''}{2} = \frac{\tau^+}{\rho^+} = \frac{m_1 - m_2}{n_1 + n_2} = \frac{\mu^-}{\nu^+} \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

Die Länge des Zwischengeleises  $L''$  setzt sich zusammen aus der Länge der Zunge  $l$ , des Herzschenkels  $c_1''$  und des Bogens, den wir ohne nennenswerthen Fehler gleich der doppelten Tangentenlänge setzen können.

$$L'' = l + c_1'' + 2\tau^+ = l + c_1'' + \nu^- + \frac{\mu^+ \mu^-}{\nu^+} \quad . \quad (9)$$

Gehen wir nun zum Hauptgeleise zurück. Sein Zentriwinkel wird

$$\beta' = \beta'' - (\alpha - \gamma) \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

sein Radius ist nach Gleichung 2

$$r = R - c' \cotg \frac{\beta'}{2},$$

die Tangentenlänge

$$t = r \tg \frac{\beta'}{2} = R \tg \frac{\beta'}{2} - c'.$$

Hieraus ergibt sich die Weichenlänge

$$L' = 2c' + 2t = 2R \tg \frac{\beta'}{2} \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

Wenn es sich um weiter nichts als um eine rasche Berechnung der Hauptabmessungen der Kurvenweiche handeln würde, so wäre unsere Aufgabe bereits gelöst. Da wir jedoch nach Feststellung der allgemeinen Annahmen zuvörderst eine gute Schienenaustheilung im Hauptgeleise anstreben, so ist die Gleichung 11 der eigentliche Ausgangspunkt der Weichenberechnung.

In der Gleichung 11 ist  $\beta'$  die einzige Unbekannte. Nach Gleichung 10 ist

$$\beta' = \beta'' - (\alpha - \gamma).$$

$\beta''$  berechnet sich aus der Gleichung 8

$$\tg \frac{\beta''}{2} = \frac{\mu^-}{\nu^+}.$$

Um darüber klar zu werden, wodurch eine Längenänderung von  $L'$  herbeigeführt werden kann, wollen wir Gleichung 11 einer näheren Untersuchung unterziehen.



Zwischen  $l_1$  und  $c_2'$  besteht ausserdem die Beziehung  
 $l = c'$

oder

$$l_1 + l_2 = c_1' + c_2'.$$

Sehen wir nun von einer Verlängerung der Geraden  $c_2'$  ausserhalb der Weiche ab, so geht hieraus hervor, dass bei einem Zuwachse von  $x$  bei  $l_1$  auch  $c_2'$  um  $x$  zunehmen muss.

Es ist also

$$R \cos \gamma - (l_1 + x) \sin \gamma = R^+ \cos \alpha + (c_2' + x) \sin \alpha$$

$$m_1' + x \sin \gamma = m_2' + x \sin \alpha,$$

daher

$$x = \frac{m_1' - m_2'}{\sin \alpha - \sin \gamma} = \frac{\mu'}{\sin \alpha - \sin \gamma} \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

$x$  ist jene Längenänderung, die nöthig ist, um eine umgekehrte Typusweiche einschalten zu können. Eine bei der Anlage gerader Weichenstrassen wichtige Formel.

#### Allgemeiner Rechnungsgang.

Die Berechnung der Kurvenweiche unterstützen die meisten Lehrbücher durch Tafeln von Weichenradien und Längen, die auf thunlichst verallgemeinerten Verhältnissen fussen. Bei der Verschiedenartigkeit des Oberbaues in den einzelnen Bahnverwaltungen haben derartige Tafeln nur einen beschränkten Werth. Es scheint daher ein ganz billiger Wunsch zu sein, dass sich jede Bahnverwaltung den vorhandenen Normalien entsprechende Tafeln selbst anlegen möge.

Für einen willkürlich herausgegriffenen Fall\*) sind weiter unten die Koordinatentafeln für  $m$  und  $n$  nach den oben entwickelten Formeln berechnet. Diese Zahlen stellen uns das Bleibende im Wechsel weiterer Annahmen dar und bilden, da sie bei Vornahme irgend welcher Aenderung keiner

\*) Leider waren die inzwischen erschienenen deutschen Normalien bei der Verfassung dieser Zeilen noch nicht veröffentlicht.

weiteren Berechnung bedürfen, ein Stück bereits geleisteter geistiger Arbeit.

Einfache, ebenfalls bereits bekannte Formeln vermitteln die Berechnung der Hauptabmessungen der Weiche aus diesen Koordinatentafeln.

Natürlich hindert uns nichts, untenstehende Tabellen durch Anfügung der Weichenradien und Längen zu erweitern. Es ist dies auch in der graphischen Darstellung der Tabellen (Tafel VII) geschehen, indem dort die Radien von 300—500  $m$  als Abscissen aufgetragen erscheinen und die zugehörigen Ordinaten einestheils die Grössen  $n_1$  und  $n_2$  (für die Kreuzungswinkel  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ), andernteils den Radius des Ausweichbogens  $\rho$  (für  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ) und die Weichenlänge  $L'$  (für  $\alpha_2$ ) darstellen. Die Einzeichnung der Grössen  $m_1$  und  $m_2$  unterblieb, weil in dem kleinen Masstabe die Deutlichkeit verloren gegangen wäre. Weiters finden sich die Zuschläge der Tafel B nicht eingezeichnet. Man kann daher aus dieser graphischen Darstellung nur die Grössen  $v^+$ ,  $v^-$ ,  $\rho$  und  $L'$  entnehmen.

Es erübrigt noch, die dem angenommenen Oberbau entsprechenden Zahlenwerthe anzuführen. Die Bezeichnung bleibt die bereits erörterte.

Wechsel mit gerader Zunge:

$$l_1 = 0, \quad l_2 = l_3 = l = 5.8 \, m, \quad \gamma = 1^\circ 7' 34.4''$$

Drei verschiedene Herzstücke:

$$\alpha_1 = 6^\circ 17' 46'', \quad \alpha_2 = 5^\circ 9' 16'', \quad \alpha_3 = 4^\circ 34' 52''$$

$$2 \operatorname{tg} \frac{\alpha_1}{2} = 0.11, \quad 2 \operatorname{tg} \frac{\alpha_2}{2} = 0.09, \quad 2 \operatorname{tg} \frac{\alpha_3}{2} = 0.08$$

$$c_1' = c_1'' = 0.9$$

$$c_1' + c_2' = c' = l = 5.8, \quad c_2' = 4.9$$

Für diese Werthe wurden die nachstehenden Tafeln gerechnet. Hierzu dienten Gleichungen 5 und 6 (für Taf. A) und 15 und 16 (für Taf. B). Die Berechnung der Tafelwerthe ist ziemlich einfach, da dieselben lineare Functionen von  $R$  bilden.

**Tafel A**  
für die einbiegende Kurvenweiche.

$R$	$\gamma$		$\alpha_1$		$\alpha_2$		$\alpha_3$	
	$m_1$	$n_1$	$m_2$	$n_2$	$m_2$	$n_2$	$m_2$	$n_2$
200	200.679	+ 0.185	197.543	— 27.626	198.037	— 23.680	198.254	— 21.704
300	300.659	— 0.112	296.940	— 38.593	297.632	— 32.662	297.935	— 29.688
400	400.639	— 2.076	396.337	— 49.560	397.227	— 41.644	397.615	— 37.657
500	500.621	— 4.044	495.734	— 60.527	496.814	— 50.626	497.296	— 45.662
600	600.602	— 6.010	595.230	— 71.492	596.419	— 59.608	596.977	— 53.658
700	700.582	— 7.966	694.629	— 82.458	696.015	— 68.590	696.656	— 61.636
800	800.563	— 9.942	793.923	— 93.425	795.611	— 77.572	796.337	— 69.623
900	900.544	— 11.908	893.343	— 104.392	895.207	— 86.554	896.019	— 77.610
1000	1000.524	— 13.874	992.718	— 115.611	994.802	— 95.536	995.699	— 85.597

**Tafel B**  
Zuschläge für die ausbiegende Kurvenweiche.

$0 - \infty$	$m_1 - 1.435$	$-n_1 + 11.572$	$m_2 + 2.501$	$-n_2 - 11.383$	$m_2 + 2.309$	$-n_2 - 11.431$	$m_2 + 2.213$	$-n_2 - 11.454$
--------------	---------------	-----------------	---------------	-----------------	---------------	-----------------	---------------	-----------------

Betrachten wir nun jene Arbeiten näher, die mit Entwurf einer Kurvenweiche verbunden sind, so können wir zunächst zwei Theile unterscheiden. Erstens Vorarbeiten.

Diese bestehen in der Feststellung aller nicht schon durch den Oberbau gegebenen Bedingungen und wo möglich in der Wahl des Kreuzungswinkels. Zweitens die eigentliche



Berechnung. Diese beginnt mit der Feststellung der Länge des Hauptgeleises, und damit geht Hand in Hand die Berechnung der Hauptabmessungen der Weiche.

Beim ersten Theile unserer Arbeit handelt es sich darum, festzustellen, welcher Kreuzungswinkel der gewünschten Ablenkung entspricht. Dies geschieht durch Aufzeichnung eines Weichenschemas. Es würde zu weit führen, auch die gerade Weiche in den Bereich unserer Betrachtung einzubeziehen, und wollen wir nur zeigen, wie rasch dies bei der Kurvenweiche mit Hilfe unserer Koordinaten durchzuführen ist.

Die Grösse der Ablenkung bestimmt ausser dem gleichbleibenden Zungenwinkel  $\gamma$  der Zentriwinkel  $\beta''$  des Ausweichbogens. Nach Gleichung 8 ist  $\operatorname{tg} \beta'' = \frac{\mu^-}{v^+}$ , das sind Grössen, die wir direct aus den Tafeln entnehmen. Ausserdem brauchen wir für das Schema die Tangentenlänge  $\tau^+$ . Zu diesem Behufe tragen wir auf einen rechten Winkel (Fig. 4) einerseits  $\frac{v^-}{2}$ , anderseits  $\frac{\mu^+}{2}$  auf und ziehen durch die so erhaltenen Endpunkte je eine Parallele zur Verbindungslinie von  $v^+$  mit  $\mu^-$ , das ist  $\operatorname{tg} \frac{\beta''}{2}$ . Wir erhalten durch die beiden Parallelen die in der Fig. 4 stark ausgezogenen

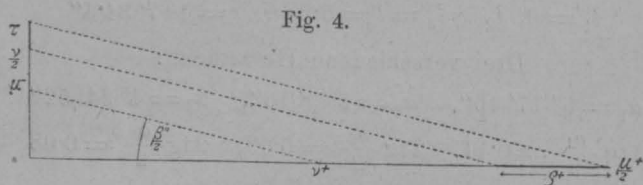


Fig. 4.

Abschnitte auf den Seiten des rechten Winkels. Von diesen ist der eine

$$\frac{v^-}{2} - \frac{\mu^+}{2} \cdot \frac{\mu^-}{v^+} = \tau^+,$$

(siehe Gleichung 7) die gesuchte Tangentenlänge; der andere

$$\frac{\mu^+}{2} - \frac{v^-}{2} \cdot \frac{v^+}{\mu^-} = \rho^+,$$

(siehe Gleichung 4) der Halbmesser des Ausweichgeleises.

Haben wir uns diese Grössen für alle Kreuzungspunkte bestimmt, so zeichnen wir das Schema (Fig. 5)\*

auf Pauspapier und sind in der Lage, auf einer im gleichen Massstabe (1:200) gezeichneten Situation

genügend genau über die Zulässigkeit eines Kreuzungswinkels zu entscheiden.

Der zweite Theil unserer Arbeit beginnt mit der Bestimmung der Länge des Hauptgeleises und der Weiche  $L'$ . Wir rechnen zunächst diese Länge aus den gegebenen Zahlen, und kommen, wie bekannt, meist zu einer unbrauchbaren Ziffer, d. h. zu einer solchen, die sich nicht durch ein Vielfaches der Schienenlänge, mehr Zunge und Herzstückchenkel, ausfüllen lässt.

Wir nehmen daher eine den Anforderungen der Schienen-eintheilung entsprechende Länge an und werden den Wün-

schen der Bahnerhaltung am besten entsprechen, wenn es uns gelingt, die schon bei einer geraden Typusweiche bestehende Weichenlänge einzuhalten. Diese Länge wird gewöhnlich kürzer sein müssen als die ursprünglich berechnete, da man von einer Verlängerung der Wurzelgeraden wird gewöhnlich absehen müssen.

Handelt es sich nur um eine geringe Aenderung der Weichenlänge, und kann man dabei auch annehmen, dass der Weichenradius nicht unter das zulässige Maass herabsinkt, so lässt sich wohl sofort das der neuen Länge entsprechende neue  $v^+$  rechnen. Die Subtraktion von dem alten  $v^+$  gibt die Herzstückverlängerung, und durch Einsetzen erhalten wir die übrigen Grössen in der im nächsten Absatze an einem Beispiele näher zu erörternden Weise.

Haben wir jedoch eine grosse Aenderung der Länge vor, oder will man sicher und gründlich vorgehen, so muss man sich die untere Grenze der Weichenlänge  $L'$  aufsuchen. Diese ist gewöhnlich durch den Minimalradius des Ausweichbogens gegeben.

Wir wissen schon aus Früherem, dass sich sowohl die Weichenlänge (Gleichung 13) als auch der Ausweichbogen als Funktionen der Grösse  $v^+$  darstellen lassen. Wir werden nun aus der graphischen Darstellung (Tafel VII) im nächsten Absatze sehen, wie die dem Minimalradius entsprechende Ordinate uns gleichzeitig die minimale Weichenlänge angibt. Man kann sich dann leicht überzeugen, ob die angenommene Weichenlänge innerhalb der zulässigen Grenzen liegt, und wie sie sich zu den anderen Grössen verhält, als da sind: Weichenlänge des Zweiggeleises, Herzstückverlängerung und Weichenradien.

In die endgiltige Zahlenrechnung wird man erst nach vollzogener Wahl eingehen.

#### Berechnung eines Beispiels.

Ein Hauptgeleise von 400 m Radius ist mit einem concentrischen Nebengeleise, welches 4.5 m entfernt liegt, durch eine einbiegende Kurvenweiche so zu verbinden, dass der Ausweichradius nicht unter 120 m sinkt.

Der erste Theil unserer Arbeit, der in der Zeichnung

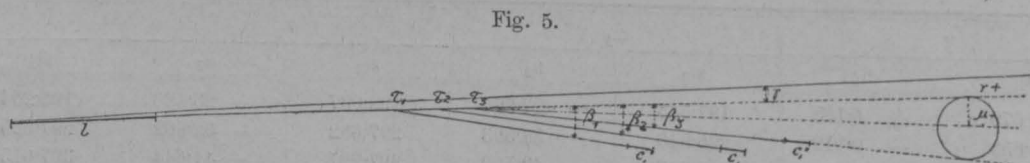


Fig. 5.

eines Weichenschemas bestehen soll, kann hier ganz entfallen und genügt eine Betrachtung der

zugehörigen Koordinate  $m_2$ . Diese Koordinate entspricht dem Mittelpunktsabstande der abzweigenden Herzstückgeraden, die mit dem äusseren Schienenstrange des Nebengeleises zu verbinden wäre. Der Halbmesser dieses Schienenstranges ist  $R_1^+ = 400 - 4.5 + \frac{b}{2} = 396.2175$ .

$m_2$  hat folgende Werthe (siehe Tafel A):

Für  $\alpha_1$  396.337, für  $\alpha_2$  397.227, für  $\alpha_3$  397.616.

Die Zahlen sagen uns, dass für das Kreuzungsverhältnis  $\alpha_1$  die verlängerte Herzstückgerade dem Nebengeleise sehr nahe kommt, während sie für  $\alpha_2$  und  $\alpha_3$  um 1.01, respective 1.4 m aussen vorbeigeht. Wir entnehmen aber aus Taf. VII, dass die Kurve  $\rho$  für  $\alpha_1$  und die Abscisse 400 m nur eine Grösse von 113 m erreicht. Wir sind

\*) Das Schema entspricht dem weiter unten behandelten Beispiele für  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ .



daher gezwungen, zu dem Kreuzungsstücke  $\alpha_2$  zu greifen, und können gleich zum zweiten Theile unserer Berechnung übergehen.

Aus dem Früheren ist bekannt, dass sich sowohl die Weichenlänge  $L'$  als auch der Radius des Ausweichbogens  $\rho$  als Funktion der Grösse  $v^+$  darstellen lassen. Wir schreiten nun zur graphischen Darstellung dieser beiden Funktionen, indem wir uns zur Abscisse  $v^+$  die zugehörigen Ordinaten  $L'$  und  $\rho$  auftragen. Da wir diese beiden Grössen in Taf. VII bereits gerechnet und aufgetragen finden, so wollen wir gleich diese Figur zu unserer Darstellung benützen. Indem wir uns von  $A$  ( $R = 400$ ) aus die Grösse  $v^+$  gegen den Nullpunkt zu auftragen und dort die  $y$ -Achse des neuen Systems ziehen. Bezüglich der Geleiselänge  $L'$  wissen wir bereits aus Gleichung 13, dass sie sich in Bezug auf  $v^+$  als gleichseitige Hyperbel darstellt. Die Asymptoten der Hyperbel gibt Gleichung 14,  $x_1 = \mu^- \operatorname{tg} \frac{\alpha^-}{2}$ . Diese Grösse kann wegen ihrer Kleinheit vernachlässigt werden und stellt uns die  $y$ -Achse die eine Asymptote dar, während die zweite  $y_1 = 2R \operatorname{tg} \frac{\alpha^-}{2}$  gerechnet und aufgetragen, mit II bezeichnet ist. Da wir einen Punkt der Hyperbel aus der Kurve  $L'$  bereits kennen, so sind wir in der Lage, die gleichseitige Hyperbel durch Vierecksverwandlung einzuzichnen. Aus Früherem sei dabei wiederholt, dass bei einer Verlängerung von  $v^+$  um  $x$  eine gleich grosse Herzstückverlängerung eintritt, und dem neuen  $c_1'' + x$  eine kleinere Weichenlänge entspricht; dass dagegen bei einer Verkürzung von  $v^+$  eine gleiche Verlängerung der Wechselgeraden stattfindet, und dass dem nunmehrigen  $l + x$  eine grössere Weichenlänge als  $L'$  zukommt.

Für den Fall der eingangs erwähnten Näherungsrechnung, die sowohl  $l$  als auch  $c_1''$  vernachlässigt, müssen wir  $v^+$  um  $l - c_1'' = 4.9$  verkürzen, und sehen in der Differenz der Ordinaten von  $A$  und  $B$  die Grösse des gemachten Fehlers.

Wie steht es nun um den Ausweichbogen im Falle obiger Längenänderung?

Wir wollen die analytische Ableitung übergehen und nur kurz erwähnen, dass sich die Kurve  $\rho$  auf zwei Parabeln bewegt, die den Verlängerungen von  $l$  und  $c_1''$  entsprechen. Ihre Achsen sind parallel der  $y$ -Achse und um  $n_1$ , respektive  $n_2$  von der  $y$ -Achse entfernt. Ihr Scheitel befindet sich um  $\frac{n_1^2}{2\mu^-}$  unter-, beziehungsweise um  $\frac{n_2^2}{2\mu^-}$  oberhalb des zugehörigen Punktes der Geraden  $\rho = \text{Funktion } R$ . In Taf. VII ist der eine Ast der Parabel — der einzige, welcher ein praktisches Interesse hat — als Gerade gezeichnet. Der eine Punkt der Geraden ist uns in der  $\rho$ -Linie gegeben, als zweiten Punkt bestimmt man sich den Schnitt der  $x$ -Achse. Für  $\rho = 0$  gilt folgende Bedingungsgleichung, wenn wir die Entfernung dieses Punktes von  $A$  mit  $\xi$  bezeichnen:

$$m_1^2 + n_1^2 = m_2^2 + (n_2 + \xi)^2.$$

$\xi$  stellt uns gleichzeitig die theoretisch grösste Herzstückverlängerung vor. Wir können auf Grund dieser Eigenschaft die Grösse  $\xi$  viel rascher aus der in die Figur eingezeichneten Hyperbel  $L''$ , deren Konstruktion weiter unten folgt, erhalten, da für  $\rho = 0$  die Länge der Ausweiche

$L'' = l + c_1'' + \xi$  ist. Diese graphische Konstruktion findet sich in Taf. VII eingezeichnet. Man trägt auf die Ordinate in  $A$  die Grösse  $l + c_1''$  auf, zieht durch diesen Punkt eine Gerade unter  $45^\circ$  gegen die  $x$ -Achse, ihr Schnittpunkt mit der Hyperbel  $L''$  gibt, auf die  $x$ -Achse herabprojiziert, die gesuchte Länge  $\xi$ .

Die andere Parabel, die einer Verlängerung von  $l$  entspricht, ist in der Figur ganz eingezeichnet. Der Parameter beider Parabeln ist  $p = \mu^-$ .

Die Ausführbarkeitsgrenzen, die wir suchen, sind gegeben einerseits durch die Bedingung, dass der Radius  $\rho$  nicht unter  $120\text{ m}$  sinken darf, und dass andererseits die Wechselgerade  $l$  nur soweit verlängert werden darf, als sie sich der Schiene des Hauptgeleises nicht unter ein gewisses minimales Mass nähert.\*)

Das sind Grenzen, wie sie rechnerisch nicht dargestellt werden können, deren graphische Darstellung jedoch keiner Schwierigkeit unterliegt. Die eine Grenze erhalten wir durch den Schnitt der Parallelen mit der  $x$ -Achse,  $\rho = 120$  und der  $\rho$ -Kurve, die andere Grenze, indem wir die zulässige Verlängerung von  $l$  von dem Punkte  $A$  gegen den Ursprung zu auftragen. Ziehen wir diesen Grenzen entsprechend zwei Ordinaten, so schneiden uns dieselben auf der Kurve  $L'$  die Konstruktionsgrenzen ab, die in der Figur voll ausgezogen sind.

Auf der  $y$ -Achse ist mit der von uns gewünschten Geleiselänge

$$L' = l + 2t + c_1'' = 5.8 + 3.7005 + 5.8 = 32.615$$

die zugehörige Schieneneintheilung eingezeichnet. Dieser Weichenlänge entspricht die Hyperbelordinate bei  $C$ . Die Ordinate der  $\rho$ -Kurve bei  $C$  gibt uns den zugehörigen Radius an. Die Abscissendifferenz  $AC$  ist die nöthige Herzstückverlängerung.

In Tafel VII ist ausserdem noch die Kurve  $L''$  eingezeichnet.  $L''$  ist die Länge des Ausweichgeleises und nach Gleichung 7

$$L'' = l + c_1'' + 2\tau^+ = l + c_1'' + v^- + \frac{\mu^+ \mu^-}{v^+}.$$

Die Untersuchung dieser Gleichung ergibt, dass  $L''$  sich in Bezug auf  $v^+$  als gleichseitige Hyperbel darstellt. Die Asymptoten dieser Hyperbel sind einerseits die  $y$ -Achse, andererseits eine Parallele zur  $x$ -Achse im Abstände

$$x_2 = l + c_1'' - v^-.$$

Diese letztere ist in der Figur mit II bezeichnet. Durch Berechnen und Eintragen des Punktes  $L''$  bei der Abscisse  $A$  sind wir in der Lage, die ganze Hyperbel einzichnen zu können. Wir sehen, dass innerhalb der Ausführbarkeitsgrenzen die Grössen  $L'$  und  $L''$  eine fast konstante Differenz aufweisen.

In Tafel VII sind alle zur Weichenkonstruktion nöthigen Grössen in einem Bilde vereinigt, wodurch wir im Stande sind, unsere Wahl derart zu treffen, dass beide Weichstränge die bestmögliche Schieneneintheilung aufweisen. Die Grössen der Zeichnung sind, wie man aus der

\*) In unserem Beispiele beträgt der Spielraum an der Zungenwurzel  $s = 114 - 60 = 54\text{ mm}$ . Es ist hieraus zu entnehmen, dass an eine Verlängerung der Wechselgeraden überhaupt nicht gedacht werden kann, und wurde nur zur Erläuterung an dieser Möglichkeit festgehalten.

Fig. 1 auf Tafel VII nebenstehenden entnehmen kann, zur Einzeichnung einer Weiche hinreichend genau.

Wir übergangen nun zur genaueren zahlenmässigen Berechnung unseres Beispiels.

Wir haben uns überzeugt, dass unsere neue Weichenlänge  $L' = 32.615$  innerhalb der Zulässigkeitsgrenzen liegt und erhalten:

$$\operatorname{tg} \frac{\beta'}{2} = \frac{L'}{2R} = \frac{32.615}{798.565}; \quad \frac{\beta'}{2} = 2^\circ 20' 19.6''.$$

Nach Gleichung 2 ergibt sich

$$r^- = R^- - l \cotg \frac{\beta'}{2} = 399.2825 - 5.8 \frac{798.565}{32.615} = 275.2725$$

und hieraus

$$r = r^- + \frac{b}{2} = 257.99.$$

Nach Gleichung 10 ist

$$\frac{\beta''}{2} = \frac{\beta'}{2} + \frac{\alpha_2 - \gamma}{2} = 2^\circ 20' 19.6'' + 2^\circ 0' 50.8'' = 4^\circ 21' 10.4''$$

Mit der Zuhilfenahme der Tafel A bilden wir uns nachfolgende Hilfsgrössen unserer Berechnung ohne Rücksichtnahme auf die inzwischen vorgenommene Längenänderung der Weiche.

$$m_1 + m_2 = \mu^+ = 797.867, \quad m_1 - m_2 = \mu^- = 3.413$$

$$n_1 + n_2 = v^+ = -43.728, \quad n_1 - n_2 = v^- = 39.566.$$

Nach Gleichung 8 ist  $\operatorname{tg} \frac{\beta''}{2} = \frac{\mu^-}{v^+}$ , da sich jedoch, wie wir wissen,  $v^+$  gegen das ursprüngliche geändert hat,  $v^+ = \mu^- \cotg \frac{\beta''}{2} = 3.413 \cotg 4^\circ 21' 10.4'' = -44.839$  das ursprüngliche  $v^+ \dots = -43.728$ . Hieraus ergibt sich die Herzstückverlänger. =  $1.111 = x$ .

Zur Bestimmung der übrigen Grössen bedienen wir uns  $\mu^+$ ,  $\mu^-$ , ferner des neuen  $v^+$  und eines ihm entsprechenden  $v^- = 39.566 + 1.111 = 40.687$ .

Nach Gleichung 7 ist

$$2\tau^+ = v^- + \frac{\mu^+ \mu^-}{v^+} = 40.687 - \frac{797.866 \cdot 3.413}{44.839} = 20.043,$$

also die Weichenlänge des Ausweichgeleises

$$L'' = l + 2\tau^+ + x + c_1'' = 5.8 + 20.043 + 1.111 + 0.9 = 27.851$$

Nach Gleichung 4 ist

$$2\rho^+ = \mu^+ + \frac{v^+ v^-}{\mu^-} = 797.866 - \frac{44.839 \cdot 40.687}{3.413} = 263.336$$

Hieraus ergibt sich

$$\rho = 131.45.$$

Die eingangs dieses Kapitels dargelegte graphische Untersuchung wurde mit einer für einen einzelnen Fall überflüssigen Breite beschrieben. Ihre Wichtigkeit erscheint jedoch in einem ganz anderen Lichte dort, wo es sich um Aufstellung von Typus-Kurvenweichen für eine Bahnverwaltung handelt. Das graphische Bild muss dann auf alle anwendbaren Radien ausgedehnt werden. Für  $L'$  müssen beide Grenzkurven zur Darstellung kommen. In Tafel VII ist nur die eine ( $L'$ ) ganz, von der anderen nur ein Punkt bei C eingezeichnet. Durch diese beiden Grenzkurven erhalten wir eine

Fläche der Zulässigkeit von  $L'$  und können innerhalb derselben die gewählten typischen Längen treppenförmig ansteigend einzeichnen.

In Tafel VII ist nur der eine Staffel für  $L' = 32.615$  eingetragen. Diesem Staffel entsprechend, der mit dem Radius der Trace  $R = 373.5$  beginnt, ist die veränderte Kurve  $\rho$  eingezeichnet. Diese neue Kurve hat mit der ursprünglichen den Punkt zur Abscisse 373.5 gemeinsam und sinkt dann rasch, um in ihrem weiteren Verlaufe sich fast parallel zu verhalten.

Um vollständig zu sein, wollen wir noch den Anschluss der Weiche an das konzentrische Geleise berechnen.

Die Aufgabe besteht darin, einen Kreisbogen so einzulegen, dass er an einen bestimmten Punkt der Herzstückgeraden und an den äusseren Strang des Nebengeleises tangentiell anschliesst. Die beiden Tangirungspunkte haben folgende Koordinaten:

Der Punkt der Herzstückgeraden  $m_2' = m_2 = 397.227$  und eine Länge der Geraden von 6.652 angenommen  $n_2' = n_2 + 6.652 = -41.652 + 6.652 = -35$ .

Der Tangirungspunkt des Kreises hat die Koordinaten  $m_3 = R_1^+ = 396.2175$  und  $n_3 = 0$ .

Wir bilden nun unsere Hilfsgrössen

$$\mu^+ = 793.445 \quad \mu^- = 1.01$$

$$v^+ = +n_2' = -35 \quad v^- = +n_2' = -35.$$

Hieraus ist nach Gleichung 4

$$2\rho^+ = \mu^+ + \frac{v^+ v^-}{\mu^-} = 793.445 + \frac{35^2}{1.01} = 2018.445,$$

und

$$\rho = 1008.5,$$

ebenso nach Gleichung 7

$$2\tau^+ = v^- + \frac{\mu^+ \mu^-}{v^+} = 35 + \frac{793.445 \cdot 1.01}{35} = 57.885,$$

und endlich nach Gleichung 8

$$\operatorname{tg} \frac{\beta''' }{2} = \frac{\mu^-}{v^+} = \frac{1.01}{-35}; \quad \frac{\beta''' }{2} = 1^\circ 39' 7.6''.$$

Hiemit sind alle Grössen bestimmt. Man könnte natürlich auch den umgekehrten Weg einschlagen, den Anschlussradius annehmen und hieraus  $n_2$ ,  $\tau^+$  und  $\beta'''$  bestimmen.

Anschliessend an die letzte Rechnung sei noch darauf verwiesen, dass man mit denselben Koordinatentafeln und Formeln alle bei der Verbindung gekrümmter Geleise sich ergebenden Aufgaben zu lösen im Stande ist. Der Rechnungsgang wird wie bei der Kurvenweiche mit der Konstruktion Hand in Hand gehen. Es kann nicht Aufgabe dieser Abhandlung sein, auch nur andeutungsweise ein abgeschlossenes Ganzes über die Anwendung der entwickelten Methode zu bieten, sondern sie hat ihren Zweck erreicht, wenn sie durch eingehende Behandlung einer Anwendung den Leser in die Ziele und Mittel der angegebenen Methode einzuweihen in der Lage war.



Fig. 1. Der Bergsturz „Schütt“.

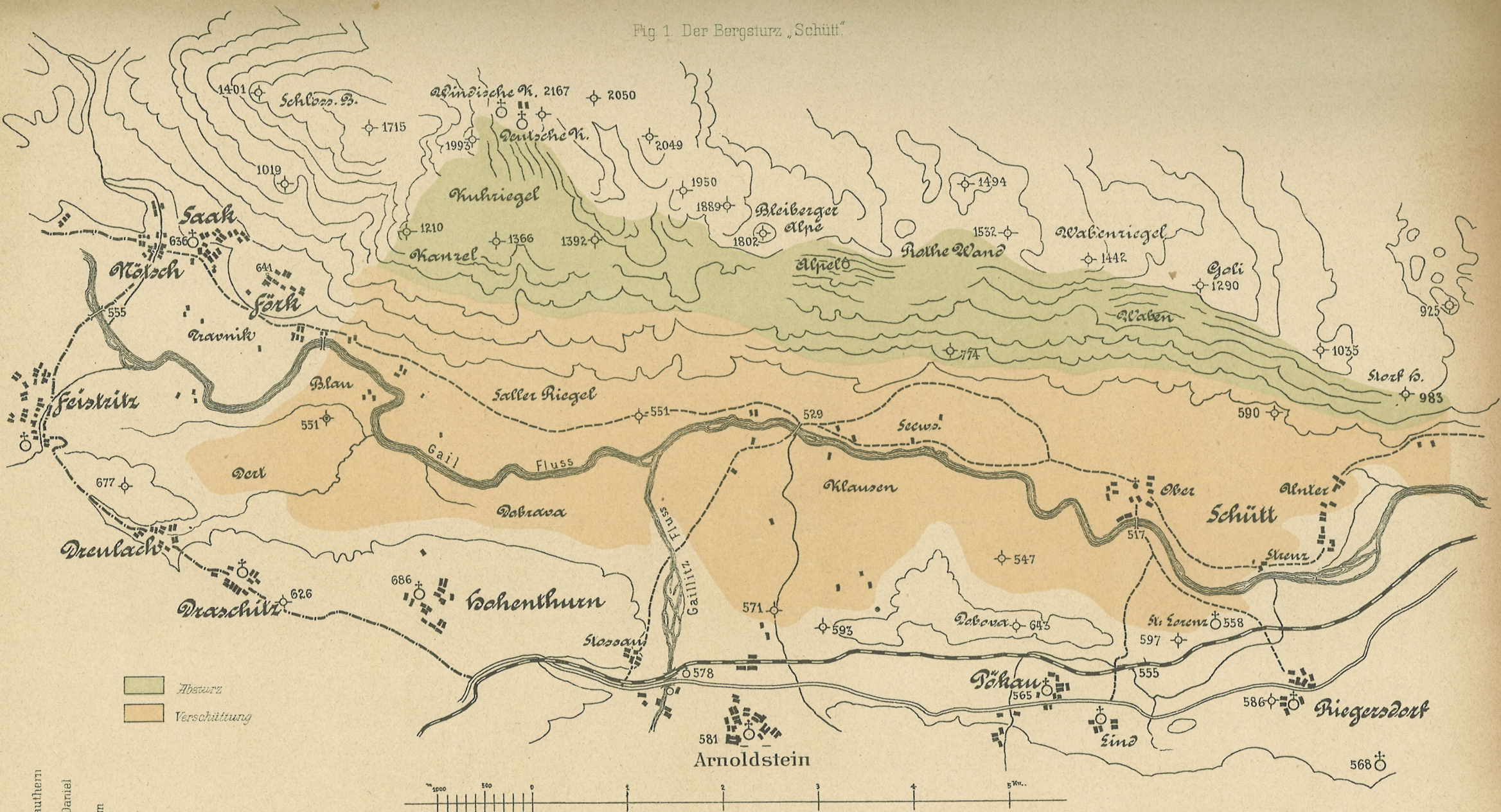


Fig. 2. Längenprofil des untern Gailflusses.

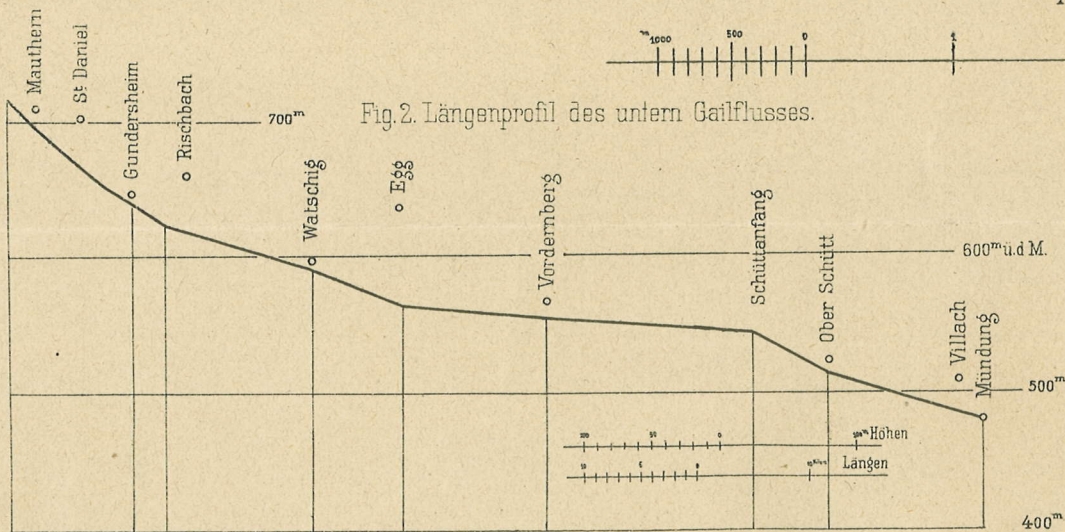


Fig. 5.

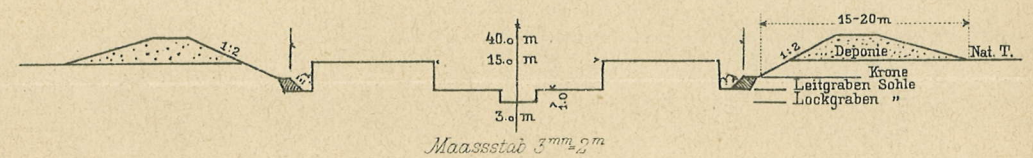


Fig. 6.

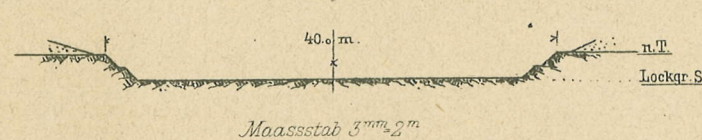


Fig. 7.

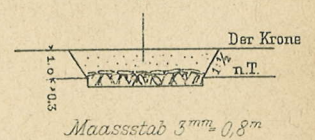








Fig. 3.

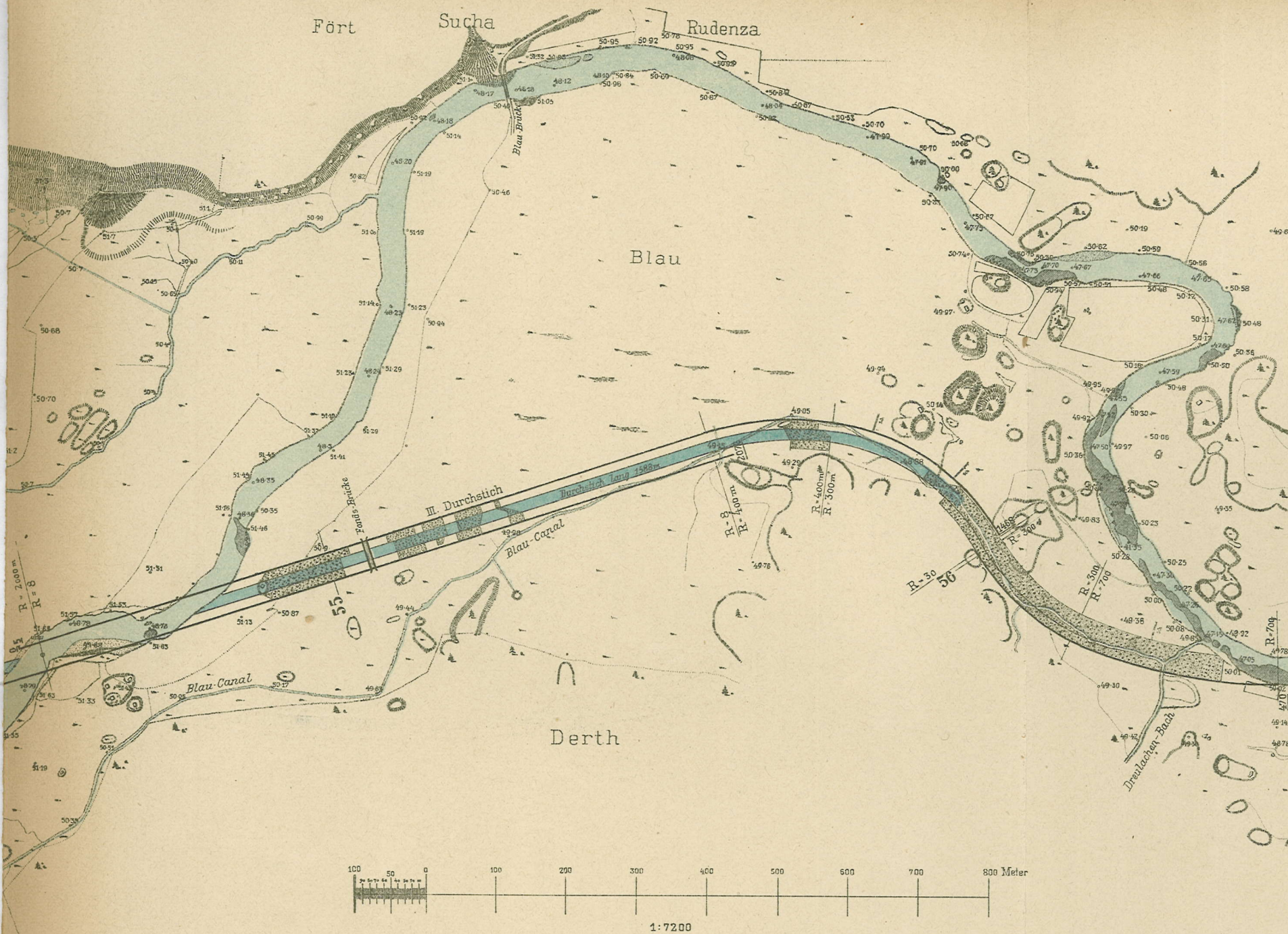
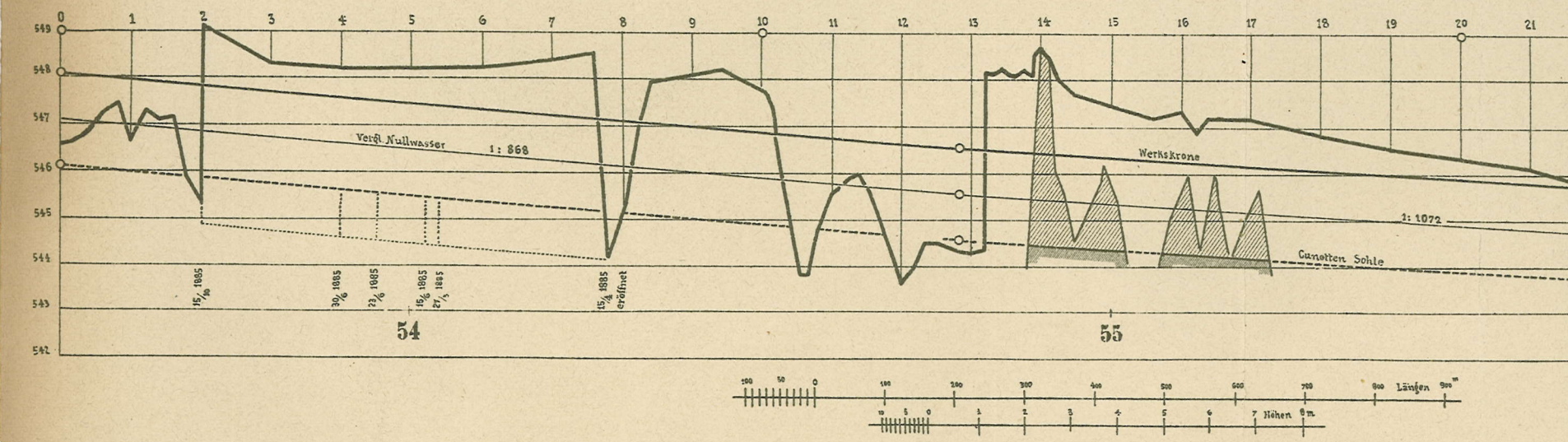


Fig. 4. Längenprofil der Durchstiche.





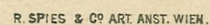




Fig. 1.  
Vierwaldstätter-See.  
1:10000.

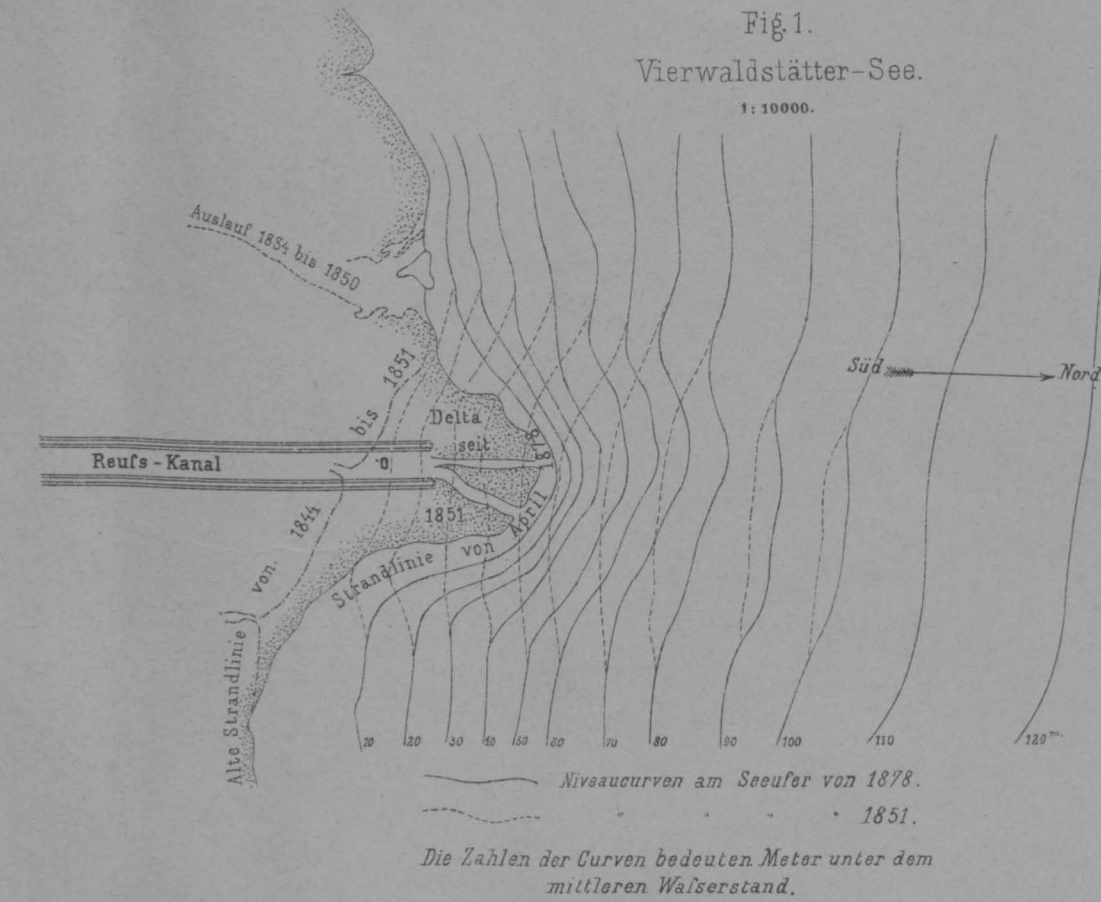


Fig. 5.

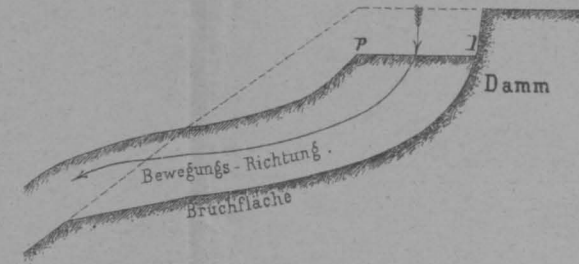


Fig. 6.  
Zürich-See.  
1:1000.

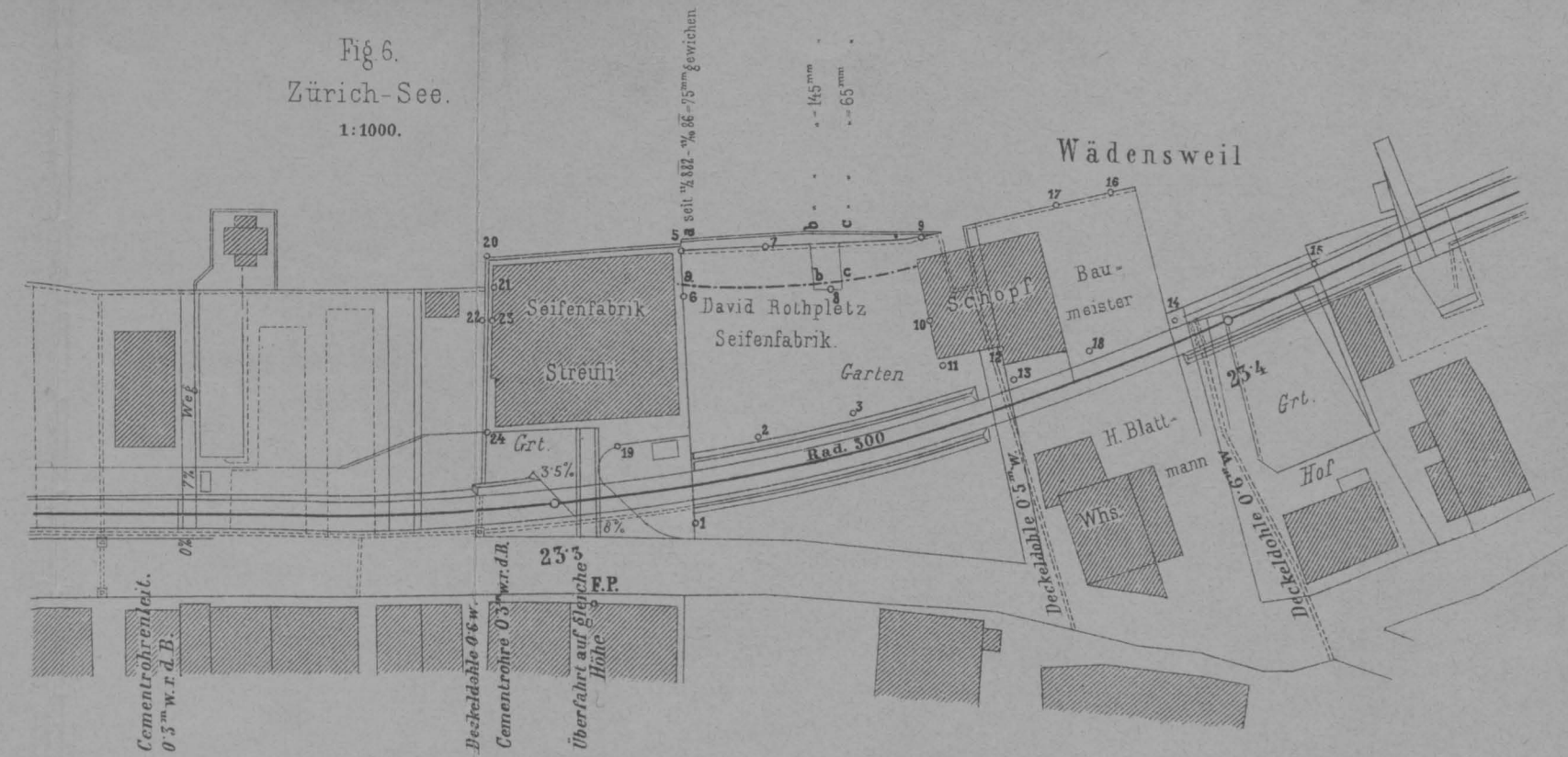


Fig. 2.  
Längenprofil des Schuttkegels der Reufs in den Jahren: 1851, 1853, 1860 und 1878.  
1:3000 für Längen u. Höhen.

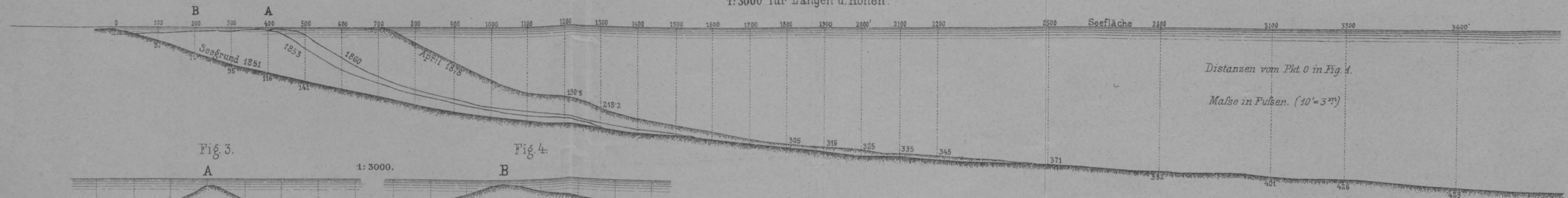


Fig. 3.

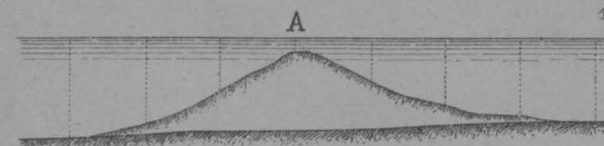


Fig. 4.

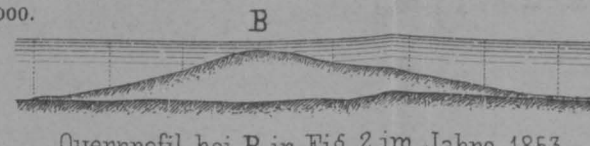


Fig. 7. Schematisches Profil bei Wädensweil.  
1:1000.

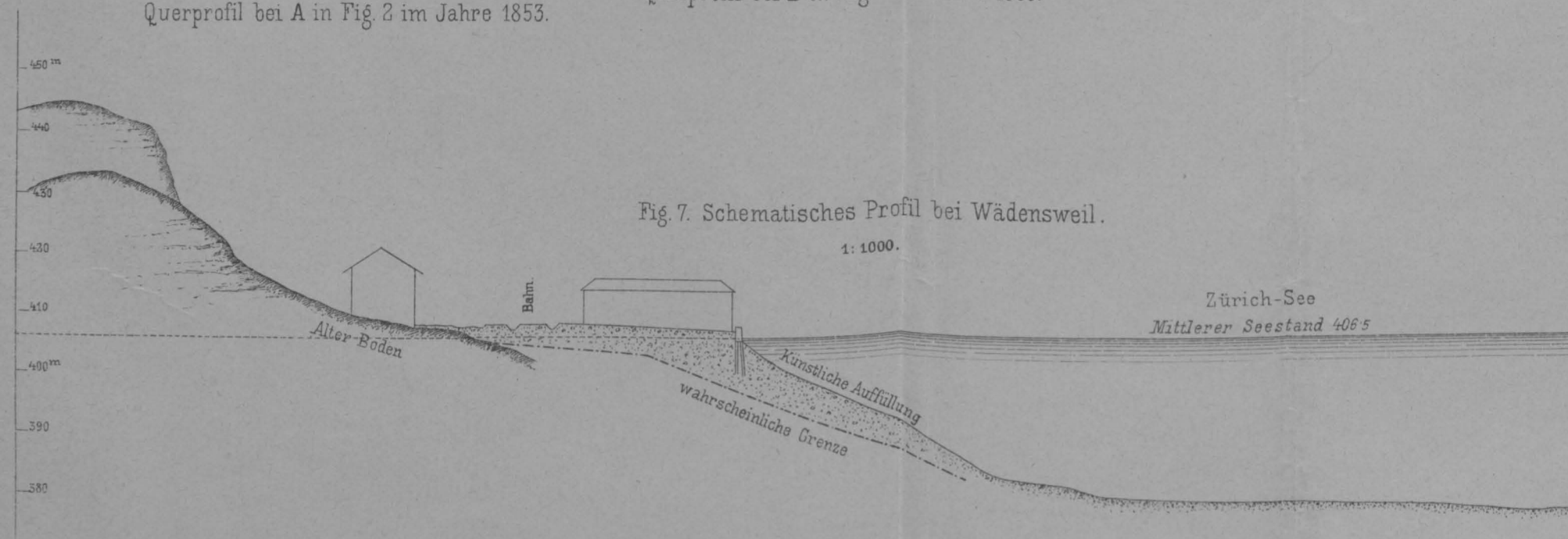


Fig. 8.

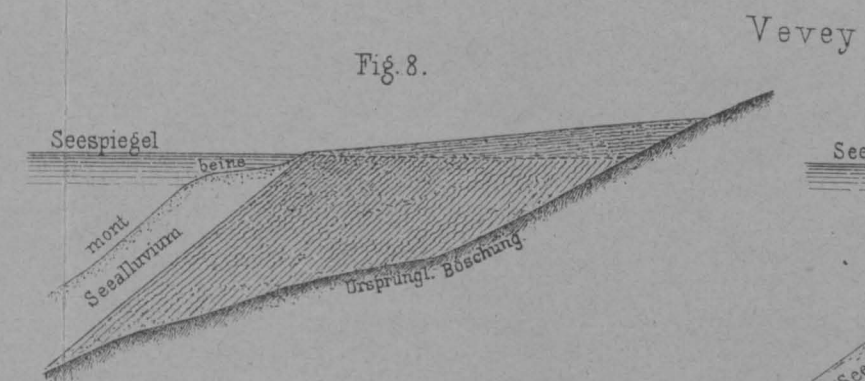
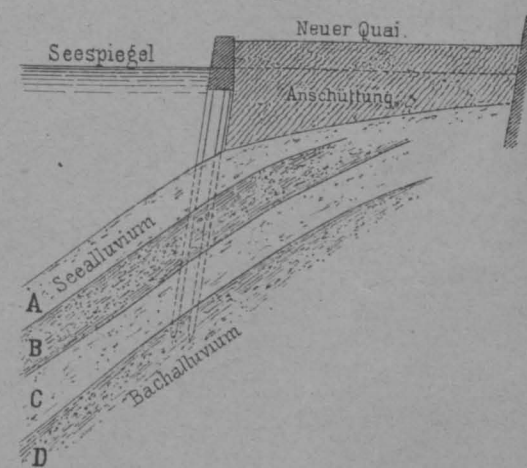


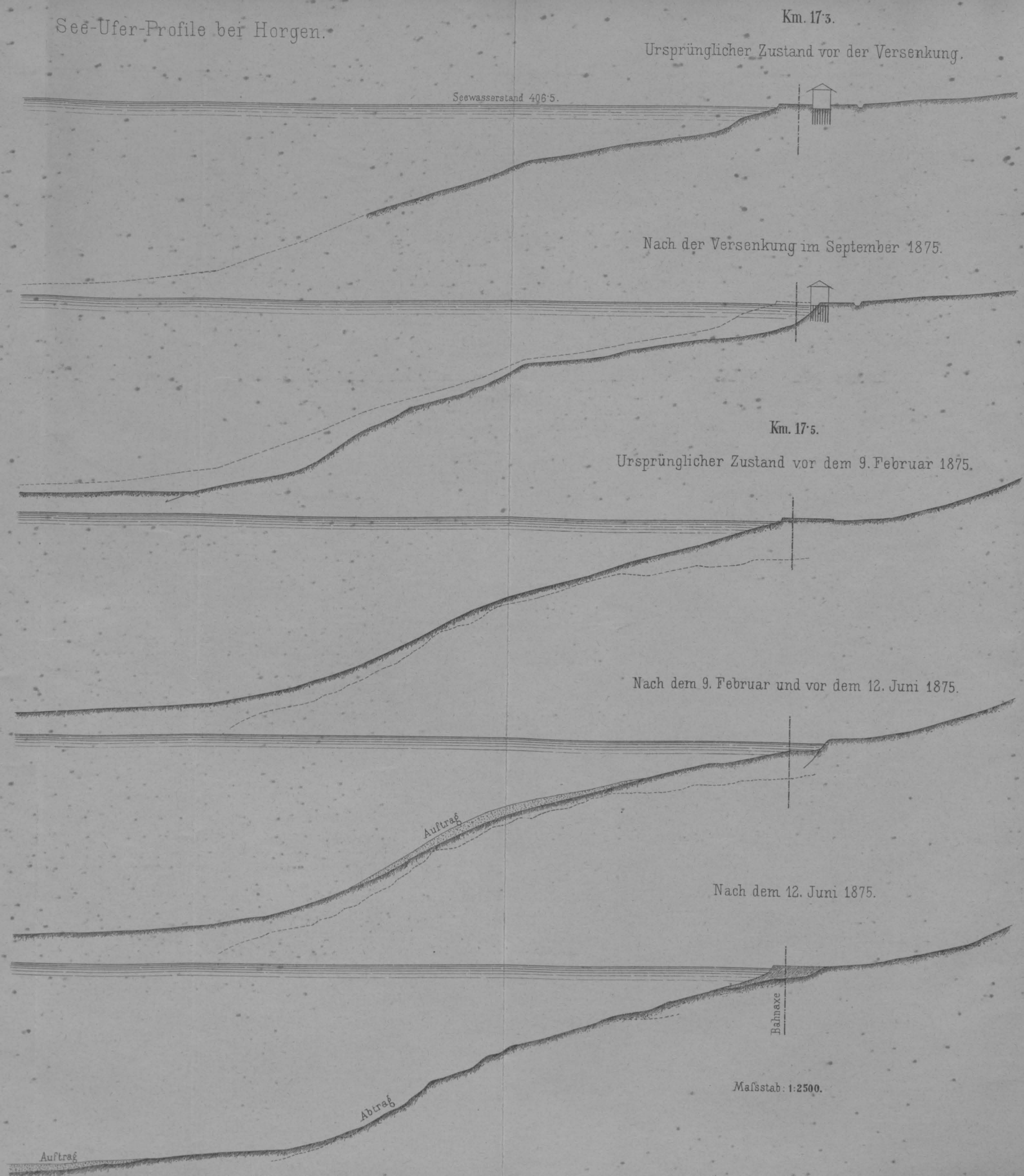
Fig. 9.





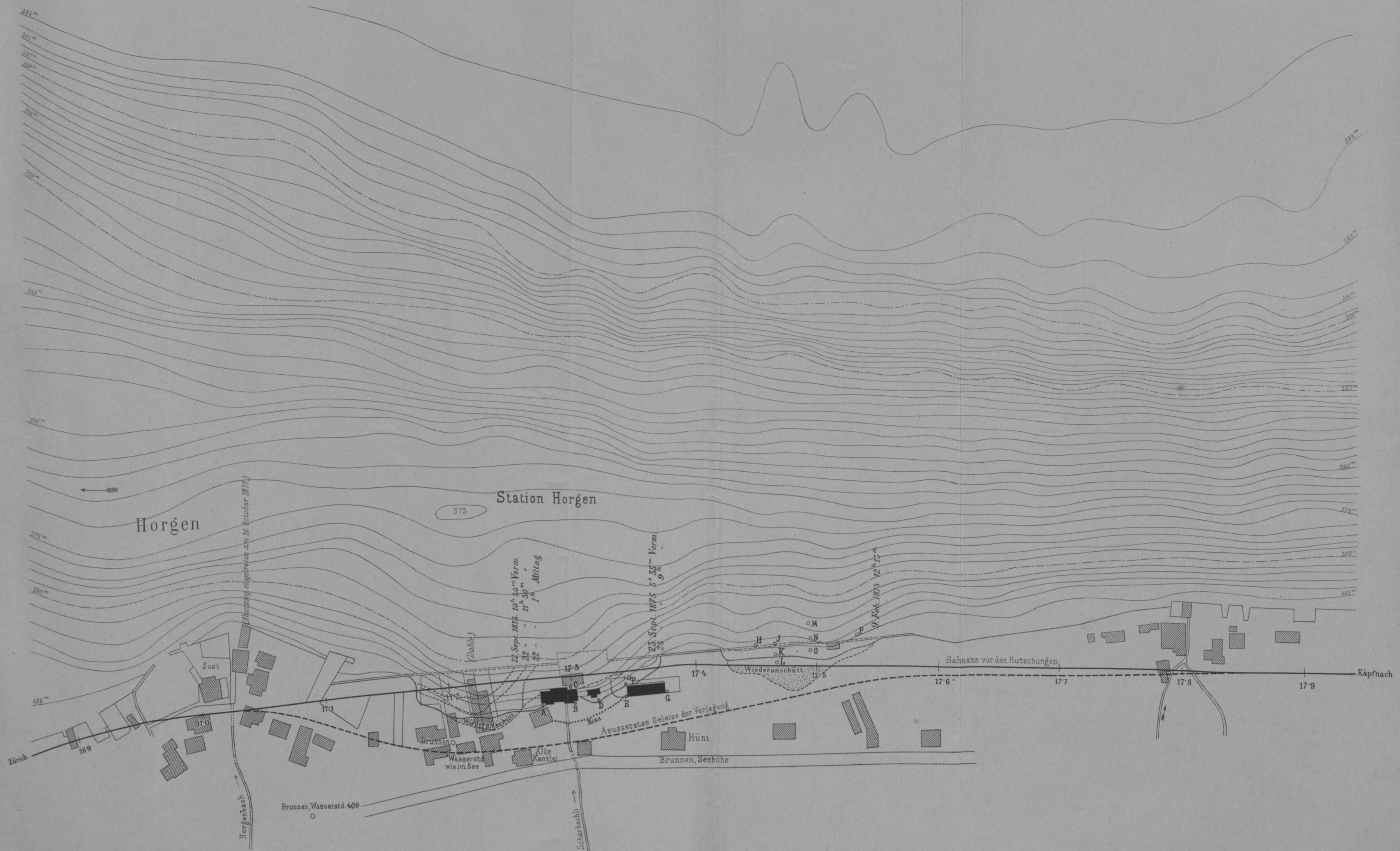
Grafische Darstellung der Senkungen in Wädensweil.

See-Ufer-Profile bei Horgen.





# SEE-UFER-SENKUNGEN-UND RUTSCHUNGEN.



Maßstab: 1:2500.



Zugersee.



Maßstab: 1:4000.

Längenprofil in der Mittellinie der Rutschung.  
Maßstab für Höhen u. Längen 1:4000

